Fundamentos de ingeniería geotécnica

Braja M. Das

California State University, Sacramento

THOMSON
LEARNING™

Australia • Brasil • Canadá • España • Estados Unidos • México • Reino Unido • Singapur

THOMSON LEARNING™

Fundamentos de ingeniería geotécnica
Braja M. Das

Vicepresidente de Editorial y Producción:
Miguel Ángel Toledo Castellanos

Editor de desarrollo:
Pedro de la Garza Rosales

Traducción:
José de la Cera

Corrección de estilo:
Antonio Sienra

Revisión técnica:
Ignacio Bernal Carreño
Universidad de las Américas-Puebla

Gerente de producción:
René Garay Argueta

Editora de producción:
Patricia Pantoja Valdez

Diseño de portada:
Daniel Aguilar

Tipografía:
María Eugenia Carrillo

Lecturas:
Teresa Muñoz y
Magdalena Ruiz

Impreso en México
Printed in Mexico
1 2 3 4 03 02 01
Para mayor información contáctenos a:
Séneca 53
Col. Polanco
México, D. F. 11560

Puede visitar nuestro sitio Web en
http://www.thomsonlearning.com.mx

Traducido del libro *Fundamentals of Geotechnical Engineering*, publicado en inglés por Brooks Cole © 1999
ISBN-0-534-37114-5.
Datos para catalogación bibliográfica
Das, Braja
Fundamentos de ingeniería geotécnica.
Incluye referencias bibliográficas e índice.
ISBN 970-686-061-4
1.Fundamentos de ingeniería geotécnica. 2.Estudio de mecánica de suelos para hacer cimentaciones

México y América Central:
Thomson Learning
Séneca 53
Col. Polanco
México, D. F. 11560
Tel (525)281 29 06
Fax (525)281 29 06
editor@thomsonlearning.com.mx

El Caribe:
Thomson Learning
Home Mortgage Plaza
268 Ponce de León A
Suite 510, 5th Floor
Hato Rey, Puerto Rico
Tel (787)758-7580
Fax (787)758-7573
thomson@coqui.net

División Iberoamericana

Pacto Andino:
Thomson Learning
Calle 39 No. 24-09
La Soledad
Bogotá, Colombia
Tel (571) 340-9470
Fax (571) 340-9475
clithomson@andinet.com

España:
Paraninfo Thomson Learning
Calle Magallanes 25
28015 Madrid
España
Tel 34 (0)91 446-3350
Fax 34 (0)91 445-6218
clientes@paraninfo.es

Cono Sur:
Suipacha 774 2 C
Buenos Aires, Argentina
Tel (5411)4325-2236
Fax (5411)4328-1829
thomson@thomsonlearning.com.ar

1

Depósitos de suelo y análisis granulométrico

1.1 Introducción

En el sentido general de la ingeniería, *suelo* se define como el agregado no cementado de granos minerales y materia orgánica descompuesta (partículas sólidas) junto con el líquido y gas que ocupan los espacios vacíos entre las partículas sólidas. El suelo se usa como material de construcción en diversos proyectos de ingeniería civil y sirve para soportar las cimentaciones estructurales. Por esto, los ingenieros civiles deben estudiar las propiedades del suelo, tales como origen, distribución granulométrica, capacidad para drenar agua, compresibilidad, resistencia cortante, capacidad de carga, y otras más.

El registro del primer uso del suelo como material de construcción se perdió en la antigüedad. Durante años, el arte de la ingeniería de suelos se basó únicamente en experiencias. Sin embargo, con el crecimiento de la ciencia y la tecnología, la necesidad de mejores y más económicos diseños estructurales se volvió crítica. Esto condujo a un estudio detallado de la naturaleza y propiedades del suelo en su relación con la ingeniería. La publicación de *Erdbaumechanik,* por Karl Terzaghi en 1925, dio origen a la mecánica de suelos moderna.

La *mecánica de suelos* es la rama de la ciencia que trata el estudio de sus propiedades físicas y el comportamiento de masas de suelos sometidas a varios tipos de fuerzas. La *ingeniería de suelos* es la aplicación de los principios de la mecánica de suelos a problemas prácticos. La *ingeniería geotécnica* es la ciencia y práctica de aquella parte de la ingeniería civil que involucra materiales naturales encontrados cerca de la superficie de la Tierra. En sentido general, incluye la aplicación de los principios fundamentales de la mecánica de suelos y de la mecánica de rocas a los problemas de diseño de cimentaciones.

1.2 Depósitos de suelo natural

El suelo es producido por intemperismo, es decir, por la fractura y rompimiento de varios tipos de rocas en piezas más pequeñas mediante procesos mecánicos y químicos. Algunos suelos permanecen donde se forman y cubren la superficie rocosa de la que se derivan y se llaman *suelos residuales.* En contraste, algunos productos intemperizados

son transportados por medio de procesos físicos a otros lugares y depositados. Ésos se llaman *suelos transportados*. Según el *agente de transporte*, se subdividen en tres categorías principales:

1. *Aluviales* o *fluviales:* depositados por agua en movimiento
2. *Glaciales:* depositados por acción glaciar
3. *Eólicos:* depositados por acción del viento

En adición a los suelos transportados y residuales, las *turbas* se derivan de la descomposición de materiales orgánicos encontrados en áreas de poca altura donde el nivel freático está cerca o arriba de la superficie del terreno. La presencia de un nivel alto del agua freática ayuda o soporta el crecimiento de plantas acuáticas, que al descomponerse, forman turba. Este tipo de depósito se encuentra comúnmente en áreas costeras y regiones glaciares. Cuando un porcentaje relativamente grande de turba se mezcla con suelo inorgánico, se le denomina *suelo orgánico*. Estos suelos orgánicos tienen la característica de un contenido natural de agua de entre 200% y 300%, y son altamente compresibles. La pruebas de laboratorio muestran que, bajo carga, se obtiene un gran asentamiento debido a la consolidación secundaria de los suelos orgánicos (véase el Capítulo 6).

Durante la planificación, diseño y construcción de cimentaciones, terraplenes y estructuras de retención, los ingenieros deben conocer el origen de los depósitos de los suelos sobre los que se construirán las cimentaciones debido a que cada depósito de suelo tiene atributos físicos propios y únicos.

1.3 Tamaño de las partículas de suelo

Independientemente del origen del suelo, los tamaños de las partículas, en general, que conforman un suelo, varían en un amplio rango. Los suelos en general son llamados *grava, arena, limo* o *arcilla,* dependiendo del tamaño predominante de las partículas. Para describir los suelos por el tamaño de sus partículas, varias organizaciones desarrollaron límites de *tamaño de suelo separado*. La tabla 1.1 muestra los límites de tamaño de suelo separado desarrollados por el Instituto Tecnológico de Massachusetts (MIT), el Departamento de Agricultura de Estados Unidos (USDA), la Asociación Americana de Funcionarios de Carreteras Estatales y del Transporte (AASHTO), el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de Estados Unidos, y la Oficina de Restauración de Estados Unidos. En esta tabla, el sistema MIT se presenta únicamente para fines ilustrativos porque juega un papel importante en la historia del desarrollo de los límites de tamaño de suelo separado. Sin embargo, en la actualidad el Sistema Unificado es casi universalmente aceptado. El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) ha sido adoptado por la Sociedad Americana para Pruebas y Materiales (ASTM).

Las *gravas* son fragmentos de rocas ocasionalmente con partículas de cuarzo, feldespato y otros minerales.

Las *partículas* de arena están formadas principalmente de cuarzo y feldespatos, aunque también están presentes, a veces, otros granos minerales.

Los *limos* son fracciones microscópicas de suelo que consisten en granos muy finos de cuarzo y algunas partículas en forma de escamas (hojuelas) que son fragmentos de minerales micáceos.

Tabla 1.1 Límites de tamaño de suelos separados.

	Tamaño del grano (mm)			
Nombre de la organización	**Grava**	**Arena**	**Limo**	**Arcilla**
Instituto Tecnológico de Massachusetts (MIT)	> 2	2 a 0.06	0.06 a 0.002	< 0.002
Departamento de Agricultura de Estados Unidos (USDA)	> 2	2 a 0.05	0.05 a 0.002	< 0.002
Asociación Americana de Funcionarios del Transporte y Carreteras Estatales (AASHTO)	76.2 a 2	2 a 0.075	0.075 a 0.002	< 0.002
Sistema unificado de clasificación de suelos (U.S. Army Corps of Engineers; U.S. Bureau of Reclamation; American Society for Testing and Materials)	76.2 a 4.75	4.75 a 0.075	Finos (es decir, limos y arcillas) < 0.075	

Las *arcillas* son principalmente partículas submicroscópicas en forma de escamas de mica, minerales arcillosos y otros minerales. Como muestra la tabla 1.1, las arcillas se definen como partículas menores a 0.002 mm. En algunos casos, las partículas de tamaño entre 0.002 y 0.005 mm también se denominan arcillas. Las partículas se clasifican como *arcilla* con base en su tamaño y no contienen necesariamente minerales arcillosos. Las arcillas se definen como aquellas partículas "que desarrollan plasticidad cuando se mezclan con una cantidad limitada de agua" (Grim, 1953). (La plasticidad es la propiedad tipo masilla de las arcillas cuando contienen cierta cantidad de agua.) Los suelos no arcillosos pueden contener partículas de cuarzo, feldespato o mica, suficientemente pequeñas para caer dentro de la clasificación de las arcillas. Por consiguiente, es apropiado para las partículas de suelo menores que 2 μ o 5 μ como se definen bajo diferentes sistemas, ser llamadas partículas tamaño arcilla en vez de arcillas. Las partículas de arcilla son en su mayoría de tamaño coloidal ($< 1\ \mu$) con 2 μ de límite superior.

1.4 Minerales arcillosos

Los minerales arcillosos son complejos silicatos de aluminio compuestos de una o dos unidades básicas: 1) *tetraedro de sílice* y 2) *octaedro de alúmina*. Cada tetraedro consiste en cuatro átomos de oxígeno que rodean a un átomo de silicio (figura 1.1a). La combinación de unidades de tetraedros de sílice da una *lámina de sílice* (figura 1.1b). Tres átomos de oxígeno en la base de cada tetraedro son compartidos por tetraedros vecinos. Las unidades octaédricas consisten en seis hidroxilos que rodean un átomo de aluminio (figura 1.1c), y la combinación de las unidades octaédricas de hidroxilos de aluminio dan una *lámina octaédrica* (también llamada *lámina de gibbsita*; figura 1.1d). En ocasiones el magnesio reemplaza los átomos de aluminio en las unidades octaédricas; en tal caso, la lámina octaédrica se llama *lámina de brucita*.

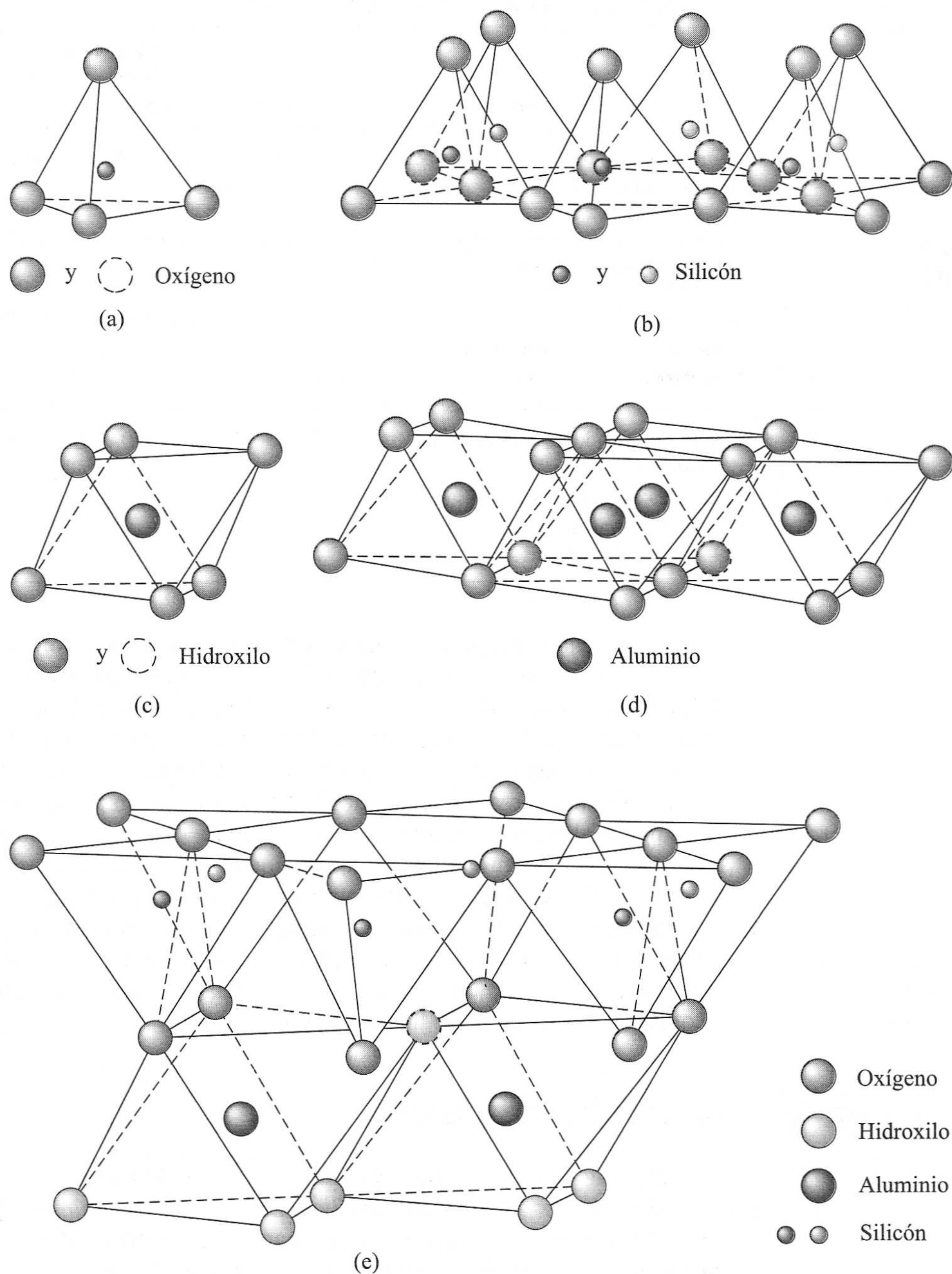


FIGURA 1.1 (a) Tetraedro de sílice; (b) lámina de sílice; (c) octaedro de alúmina (óxido de aluminio); (d) lámina octaédrica (gibbsita); (e) lámina elemental de sílice-gibbsita (según Grim, 1959).

En una lámina de sílice, cada átomo de silicio con una valencia positiva de cuatro está unido a cuatro átomos de oxígeno con una valencia negativa total de ocho. Pero cada átomo de oxígeno en la base del tetraedro está unido a dos átomos de silicio; significa que el átomo superior de oxígeno de cada tetraedro tiene una carga de valencia negativa de uno por ser contrabalanceada. Cuando la lámina de sílice es colocada sobre la lámina octaédrica, como muestra la figura 1.1e, esos átomos de oxígeno reemplazan a los hidroxilos para satisfacer sus enlaces de valencia.

La *caolinita* consiste en capas repetidas de láminas elementales de sílice-gibbsita, como muestra la figura 1.2a. Cada capa es aproximadamente de 7.2 Å de espesor y se mantienen unidas entre sí por enlaces hidrogénicos. La caolinita ocurre como placas, cada una con una dimensión lateral de 1000 a 20,000 Å y un espesor de 100 a 1000 Å. El área superficial de las partículas de caolinita por masa unitaria es aproximadamente de 15 m^2/g. El área superficial por masa unitaria se define como *superficie específica.*

La *ilita* consiste en una lámina de gibbsita enlazada a dos láminas de sílice, una arriba y otra abajo (figura 1.2b), y es denominada a veces mica arcillosa. Las capas de ilita están enlazadas entre sí por iones de potasio. La carga negativa para balancear los iones de potasio proviene de la sustitución de aluminio por silicio en las láminas tetraédricas. La sustitución de un elemento por otro, sin cambio en la forma cristalina, se conoce como *sustitución isomorfa*. Las partículas de ilita tienen generalmente dimensiones que varían entre 1000 y 5000 Å y espesores de 50 a 500 Å. La superficie específica de las partículas es aproximadamente de 80 m^2/g.

La *monmorilonita* tiene una estructura similar a la ilita, es decir, una lámina de gibbsita intercalada entre dos láminas de sílice (figura 1.2c). En la monmorilonita hay sustitución isomorfa de magnesio y hierro por aluminio en las láminas octaédricas. Los iones de potasio no están aquí presentes como en el caso de la ilita y una gran cantidad de agua es atraída hacia los espacios entre las capas. Las partículas de monmorilonita tienen dimensiones laterales de 1000 a 5000 Å y espesores de 10 a 50 Å. La superficie específica es aproximadamente de 800 m^2/g.

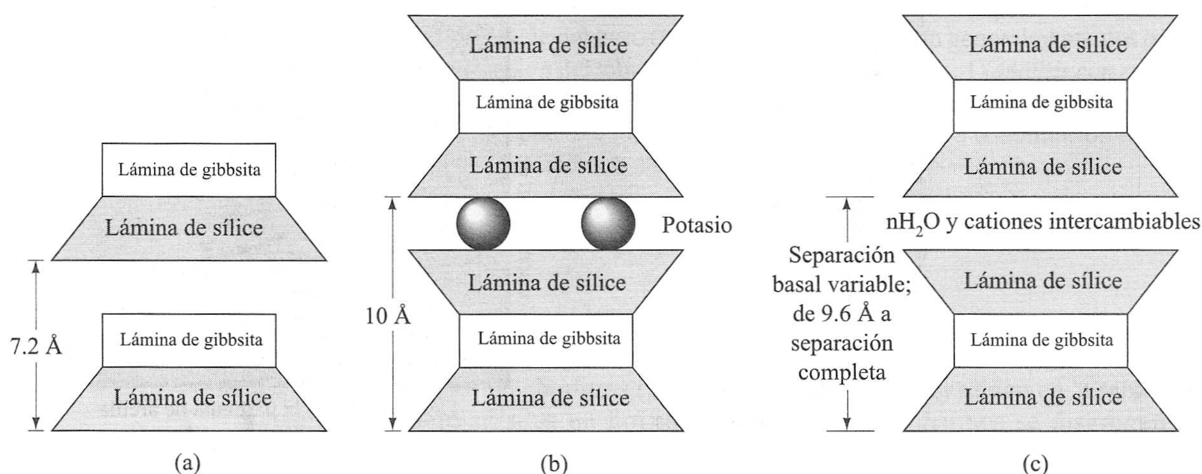


FIGURA 1.2 Diagrama de las estructuras de (a) caolinita; (b) ilita; (c) monmorilonita.

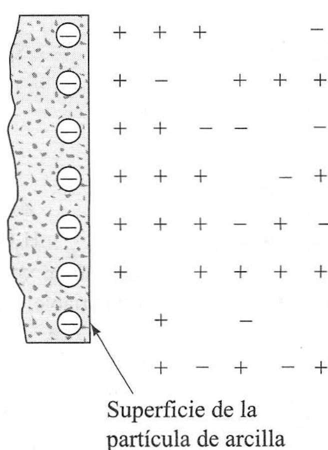
Además de caolinita, ilita y monmorilonita, otros minerales arcillosos comunes generalmente encontrados son clorita, haloisita, vermiculita y atapulgita.

Las partículas de arcilla llevan una carga neta negativa sobre la superficie, resultado de una sustitución isomorfa y de una ruptura en la continuidad de la estructura en sus bordes. Cargas negativas mayores se derivan de superficies específicas mayores. Algunos lugares cargados positivamente ocurren también en los bordes de las partículas.

En arcilla seca, la carga negativa es balanceada por cationes intercambiables, como Ca^{++}, Mg^{++}, Na^{+} y K^{+}, que rodean a las partículas mantenidas juntas por atracción electroestática. Cuando se agrega agua a la arcilla, esos cationes y un pequeño número de aniones flotan alrededor de las partículas de arcilla. A esto se le llama *capa difusa doble* (figura 1.3a). La concentración de cationes decrece con la distancia desde la superficie de la partícula (figura 1.3b).

Las moléculas de agua son polares. Los átomos de hidrógeno no están dispuestos de manera simétrica alrededor de un átomo de oxígeno; más bien, forman un ángulo de enlace de 105°. En consecuencia, una molécula de agua actúa como una pequeña barra con carga positiva en un extremo y una carga negativa en el otro, y esto se conoce como *dipolo*.

El agua dipolar es atraída por la superficie cargada negativamente de las partículas de arcilla y por los cationes en la capa doble. Los cationes a su vez son atraídos a las partículas de suelo. Un tercer mecanismo por el cual el agua es atraída a las partículas de arcilla es el *enlace hidrogénico*, en el que los átomos de hidrógeno en las moléculas de agua son compartidos con átomos de oxígeno sobre la superficie de la arcilla. Algunos cationes parcialmente hidratados en el agua de poros son también atraídos a la superficie de las partículas de arcilla. Estos cationes atraen a las moléculas de agua dipolar. La fuerza de atracción entre el agua y la arcilla decrece con la distancia desde la superficie de las partículas. Toda el agua mantenida unida a las partículas de arcilla por fuerza de atracción se conoce como *agua de capa doble*. La capa interior del agua de capa doble, que se mantiene unida muy fuertemente por la arcilla, se conoce como *agua adsorbida* y es más viscosa que el agua libre. La orientación del agua alrededor de las partículas de arcilla da a los suelos arcillosos sus propiedades plásticas.



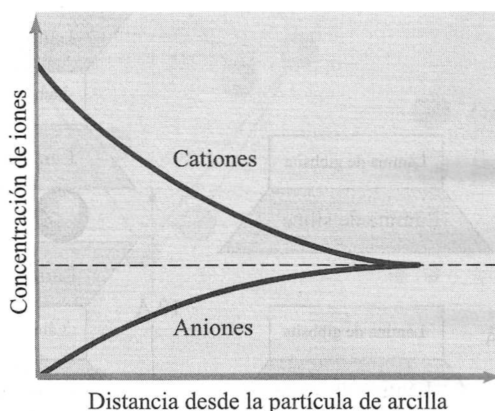


FIGURA 1.3 Capa doble difusa.

Tabla 1.2 Densidad de sólidos de minerales importantes.

Mineral	Densidad de sólidos, G_s
Cuarzo	2.65
Caolinita	2.6
Ilita	2.8
Monmorilonita	2.65 – 2.80
Haloisita	2.0 – 2.55
Feldespato de potasio	2.57
Feldespato de sodio y calcio	2.62 – 2.76
Clorita	2.6 – 2.9
Biotita	2.8 – 3.2
Moscovita	2.76 – 3.1
Hornablenda	3.0 – 3.47
Limonita	3.6 – 4.0
Olivina	3.27 – 3.37

1.5 Densidad de sólidos (G_s)

La densidad de los sólidos de suelos se usa en varios cálculos de la mecánica de suelos. La densidad de sólidos se determina exactamente en el laboratorio. La tabla 1.2 muestra la densidad de sólidos de algunos minerales comunes encontrados en suelos. La mayoría de los minerales tienen una densidad de sólidos que caen dentro de un rango general de 2.6 a 2.9. La densidad de sólidos de arena ligeramente coloreada, formada principalmente de cuarzo, se estima aproximadamente igual a 2.65; para suelos arcillosos y limosos, varía entre 2.6 y 2.9.

1.6 Análisis mecánico del suelo

El *análisis mecánico* es la determinación del rango del tamaño de partículas presentes en un suelo, expresado como un porcentaje del peso (o masa) seco total. Se usan generalmente dos métodos para encontrar la distribución del tamaño de las partículas del suelo: 1) *análisis con cribado,* para tamaños de partículas mayores de 0.075 mm de diámetro, y 2) *análisis hidrométrico,* para tamaños de partículas menores de 0.075 mm de diámetro. Se describen a continuación los principios básicos de los análisis por cribado e hidrométrico.

Análisis por cribado

El análisis por cribado consiste en sacudir la muestra de suelo a través de un conjunto de mallas que tienen aberturas progresivamente más pequeñas. Los números de las mallas estándar con sus tamaños de aberturas (usadas en Estados Unidos) se dan en la tabla 1.3.

Primero el suelo se seca en horno, y luego todos los grumos se disgregan en partículas pequeñas antes de ser pasados por las mallas. La figura 1.4 muestra un conjunto de éstas en un vibrador de mallas usado para llevar a cabo la prueba en el laboratorio. Después de que el periodo de vibración concluye, se determina la masa del suelo

Tabla 1.3 Tamaños de mallas estándar en Estados Unidos.

Malla No.	Abertura (mm)
4	4.750
6	3.350
8	2.360
10	2.000
16	1.180
20	0.850
30	0.600
40	0.425
50	0.300
60	0.250
80	0.180
100	0.150
140	0.106
170	0.088
200	0.075
270	0.053

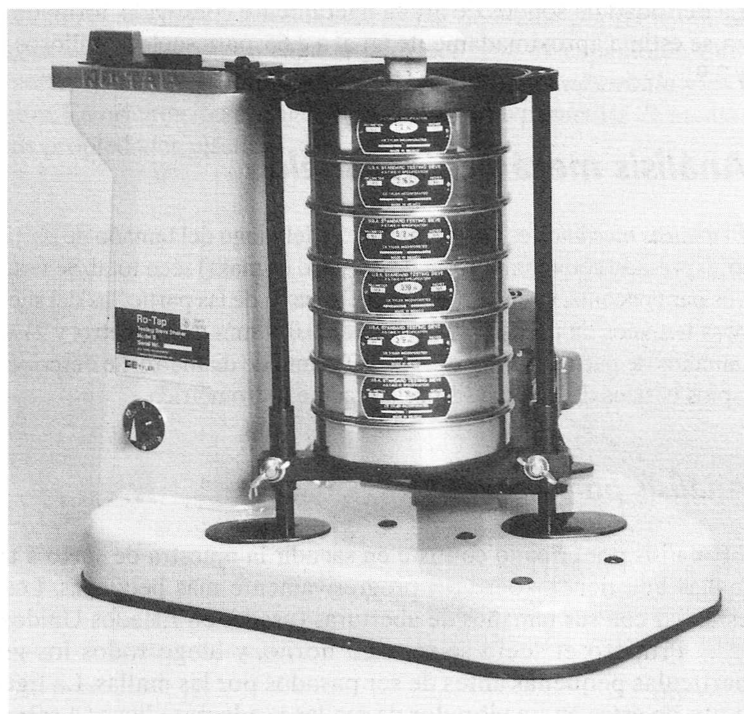


FIGURA 1.4 Conjunto de mallas para una prueba de laboratorio.

Tabla 1.4 Análisis por medio de mallas (masa de muestra de suelo seco = 450 g).

Malla No. (1)	Diámetro (mm) (2)	Masa de suelo retenido en cada malla (g) (3)	Porcentaje de suelo retenido en cada malla* (4)	Por ciento que pasa† (5)
10	2.000	0	0	100.00
16	1.180	9.90	2.20	97.80
30	0.600	24.66	5.48	92.32
40	0.425	17.60	3.91	88.41
60	0.250	23.90	5.31	83.10
100	0.150	35.10	7.80	75.30
200	0.075	59.85	13.30	62.00
Pan	—	278.99	62.00	0

* Columna 4 = (columna 3) / (masa total de suelo) × 100
† A esto también se le llama *porcentaje que pasa*

retenido en cada malla. Cuando se analizan suelos cohesivos, resulta difícil disgregar los grumos en partículas individuales. En tal caso, el suelo se mezcla con agua para formar una lechada que luego se lava a través de las mallas. Las porciones retenidas en cada malla se recolectan por separado y se secan en horno antes de que la masa retenida en cada malla sea determinada.

Los resultados del análisis por cribado se expresan generalmente como porcentaje del peso total de suelo que ha pasado por las diferentes mallas. La tabla 1.4 muestra un ejemplo de los cálculos efectuados en un análisis por cribado.

Análisis hidrométrico

El análisis hidrométrico se basa en el principio de la sedimentación de granos de suelo en agua. Cuando un espécimen de suelo se dispersa en agua, las partículas se asientan a diferentes velocidades, dependiendo de sus formas, tamaños y pesos. Por simplicidad, se supone que todas las partículas de suelo son esferas y que la velocidad de las partículas se expresa por la *ley de Stokes*, según la cual

$$v = \frac{\rho_s - \rho_w}{18\eta} D^2 \tag{1.1}$$

donde v = velocidad
ρ_s = densidad de las partículas de suelo
ρ_w = densidad del agua
η = viscosidad del agua
D = diámetro de las partículas del suelo

De la ecuación (1.1),

$$D = \sqrt{\frac{18\eta v}{\rho_s - \rho_w}} = \sqrt{\frac{18\eta}{\rho_s - \rho_w}} \sqrt{\frac{L}{t}} \tag{1.2}$$

donde $v = \frac{distancia}{tiempo} = \frac{L}{t}$

Note que

$$\rho_s = G_s \rho_w \tag{1.3}$$

Combinando las ecuaciones (1.2) y (1.3) se obtiene:

$$D = \sqrt{\frac{18\eta}{(G_s - 1)\rho_w}} \sqrt{\frac{L}{t}} \tag{1.4}$$

Si las unidades de η son (g · s) / cm², ρ_w en g/cm³, L está en cm, t está en min y D está en mm, entonces

$$\frac{D\,(\text{mm})}{10} = \sqrt{\frac{18\eta[(\text{g}\cdot\text{s})/\text{cm}^2]}{(G_s - 1)\ \rho_w(\text{g}/\text{cm}^3)}} \sqrt{\frac{L\,(\text{cm})}{t\,(\text{min}) \times 60}}$$

o

$$D = \sqrt{\frac{30\eta}{(G_s - 1)\rho_w}} \sqrt{\frac{L}{t}}$$

Si se supone que ρ_w es aproximadamente igual a 1 g/cm³, tenemos

$$D\,(\text{mm}) = K \sqrt{\frac{L\,(\text{cm})}{t\,(\text{min})}} \tag{1.5}$$

donde $K = \sqrt{\frac{30\eta}{(G_s - 1)}}$ (1.6)

Note que el valor de K es una función de G_s y η, que son dependientes de la temperatura de la prueba.

En el laboratorio, la prueba del hidrómetro se conduce en un cilindro de sedimentación con 50 g de muestra seca al horno. El cilindro de sedimentación tiene 457 mm de altura y 63.5 mm de diámetro; el cilindro está marcado para un volumen de 1000 ml. Como *agente dispersor* se usa generalmente el hexametafosfato de sodio. El volumen de la suspensión de suelo dispersado se lleva hasta los 1000 ml añadiendo agua destilada.

Cuando un tipo de hidrómetro ASTM 152H se coloca en la suspensión de suelo (figura 1.5) en un tiempo t, medido desde el principio de la sedimentación, mide la densidad de sólidos en la vecindad de su bulbo a una profundidad L. La densidad de sólidos es una función de la cantidad de partículas de suelo presentes por volumen unitario de suspensión en esa profundidad. En un tiempo t, las partículas de suelo en suspensión a una profundidad L tendrán un diámetro menor que D, calculado según la ecuación (1.5). Las partículas más grandes se habrán asentado más allá de la zona de medición. Los hidrómetros son diseñados para dar la cantidad de suelo, en gramos, aún en suspensión. Los hidrómetros son calibrados para suelos que tienen una densidad de sólidos (G_s) de 2.65; para suelos de otra densidad de sólidos, es necesario hacer correcciones.

Conocida la cantidad de peso en suspensión, L y t, podemos calcular el porcentaje de suelo por peso más fino que un cierto diámetro. Note que L es la profundidad medida desde la superficie del agua hasta el centro de gravedad del bulbo del hidrómetro donde se

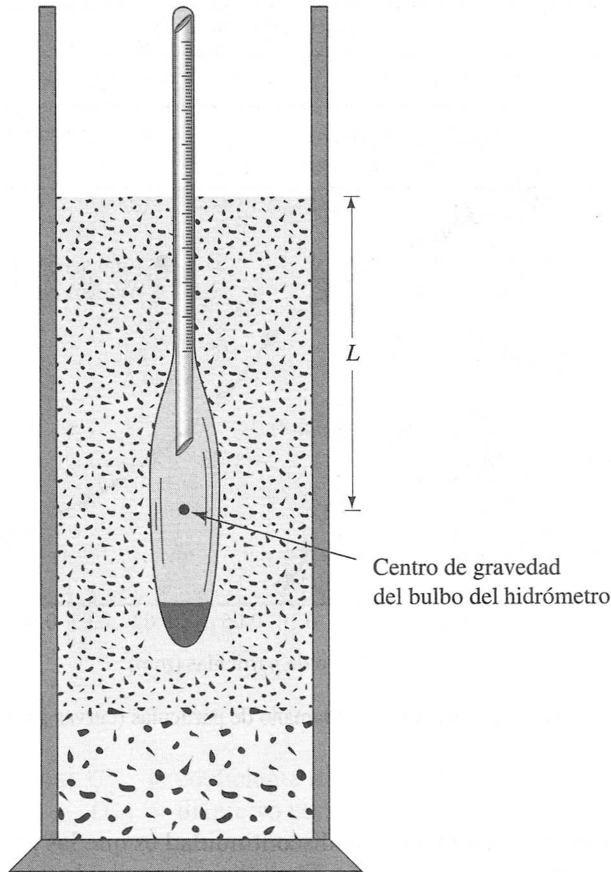


FIGURA 1.5 Definición de L en una prueba con hidrómetro.

mide la densidad de la suspensión. El valor de L cambia con el tiempo t; su variación con las lecturas del hidrómetro está dada en el *Libro de Normas* de la ASTM (1998, véase la Prueba D-422). El análisis por hidrómetro es efectivo para separar las fracciones de suelo hasta un tamaño de aproximadamente 0.5 μ.

Curva de distribución granulométrica

Los resultados del análisis mecánico (análisis por cribado e hidrométrico) se presentan generalmente en gráficas semilogarítmicas como *curvas de distribución granulométrica* (o de tamaño de grano). Los diámetros de las partículas se grafican en escala logarítmica y el porcentaje correspondiente de finos en escala aritmética. Por ejemplo, las curvas de distribución granulométrica para dos suelos se muestran en la figura 1.6. La curva de distribución granulométrica para el suelo A es la combinación de los resultados del análisis por cribado presentados en la tabla 1.4 y los resultados del análisis hidrométrico para la fracción de finos. Cuando los resultados del análisis por cribado y del análisis hidrométrico se combinan, generalmente ocurre una discontinuidad en el rango en que

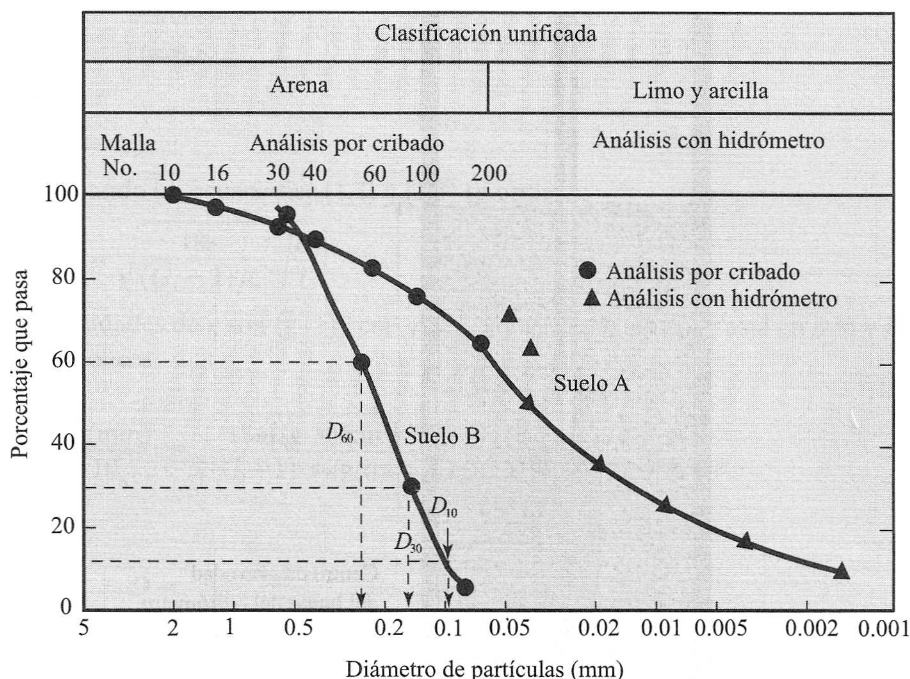


FIGURA 1.6 Curvas de distribución del tamaño de partículas (curvas granulométricas).

éstos se traslapan. La razón para la discontinuidad es que las partículas de suelo son generalmente irregulares en su forma. El análisis por cribado da la dimensión intermedia de una partícula; el análisis hidrométrico da el diámetro de una esfera que se asentaría a la misma razón que la partícula de suelo.

Los porcentajes de grava, arena, limo y partículas tamaño arcilla presentes en un suelo se obtienen de la curva de distribución granulométrica. De acuerdo con el Sistema Unificado Clasificación de Suelos, el suelo A en la figura 1.6 tiene los siguientes porcentajes:

Grava (límite de tamaño: mayores que 4.75 mm) = 0%
Arena (límites de tamaño: 4.75 a 0.075 mm) = porcentaje de más finos que 4.75 mm de diámetro − porcentaje de más finos que 0.075 mm de diámetro = 100 − 62 = 38%
Limo y arcilla (límites de tamaño: menores que 0.075 mm) = 38%

1.7 Tamaño efectivo, coeficiente de uniformidad y coeficiente de curvatura

Las curvas granulométricas se usan para comparar diferentes suelos. Además, tres parámetros básicos del suelo se determinan con esas curvas que se usan para clasificar los suelos granulares. Los tres parámetros del suelo son:

1. Diámetro efectivo
2. Coeficiente de uniformidad
3. Coeficiente de curvatura

El diámetro en la curva de distribución del tamaño de las partículas correspondiente al 10% de finos se define como *diámetro efectivo,* o D_{10}. El *coeficiente de uniformidad* está dado por la relación

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \tag{1.7}$$

donde C_u = coeficiente de uniformidad
D_{60} = diámetro correspondiente al 60% de finos en la curva de distribución granulométrica

El *coeficiente de curvatura* se expresa como

$$C_z = \frac{D_{30}^2}{D_{60} \times D_{10}} \tag{1.8}$$

donde C_z = coeficiente de curvatura
D_{30} = diámetro correspondiente al 30% de finos

La curva de distribución granulométrica muestra no sólo el rango de los tamaños de partículas presentes en un suelo, sino también la distribución de varios tamaños de partículas. Esas curvas se muestran en la figura 1.7. La curva I representa un tipo de suelo en el que la mayoría de los granos son del mismo tamaño, y se le llama *suelo mal graduado.* La

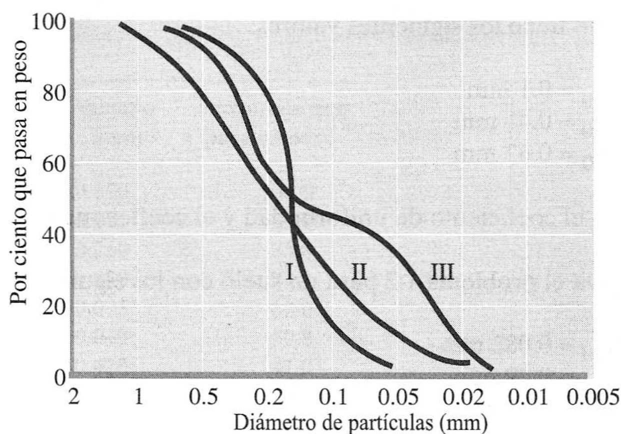


FIGURA 1.7 Tipos diferentes de curvas granulométricas.

curva II representa un suelo en el que los tamaños de las partículas están distribuidos sobre un amplio rango y se le llama *bien graduado*. Un suelo bien graduado tiene un coeficiente de uniformidad mayor de aproximadamente 4 para gravas y 6 para arenas, y un coeficiente de curvatura entre 1 y 3 (para gravas y arenas). Un suelo puede tener una combinación de dos o más fracciones uniformemente graduadas. La curva III representa tal suelo y se le llama de *granulometría discontinua*.

Problemas

1.1 La siguiente tabla da los resultados de un análisis por cribado:

Malla (U.S.) No.	Masa de suelo retenido en cada malla (g)
4	0
10	21.6
20	49.5
40	102.6
60	89.1
100	95.6
200	60.4
Pan	31.2

a. Determine el porcentaje más fino de cada tamaño de malla y dibuje una curva de distribución granulométrica.
b. Determine D_{10}, D_{30} y D_{60} de la curva de distribución granulométrica.
c. Calcule el coeficiente de uniformidad C_u.
d. Calcule el coeficiente de curvatura C_z.

1.2 Un suelo tiene los siguientes valores:

$D_{10} = 0.1$ mm
$D_{30} = 0.41$ mm
$D_{60} = 0.62$ mm

Calcule el coeficiente de uniformidad y el coeficiente de curvatura del suelo.

1.3 Resuelva el problema 1.2 para un suelo con los siguientes valores:

$D_{10} = 0.082$ mm
$D_{30} = 0.29$ mm
$D_{60} = 0.51$ mm

1.4 Resuelva el problema 1.1 con los siguientes valores de un análisis por cribado:

Malla (U.S.) No.	Masa de suelo retenido en cada malla (g)
4	0
6	30
10	48.7
20	127.3
40	96.8
60	76.6
100	55.2
200	43.4
Pan	22

1.5 Resuelva el problema 1.1 con los resultados de un análisis por cribado dados en la siguiente tabla:

Malla (U.S.) No.	Masa de suelo retenido en cada malla (g)
4	0
6	0
10	0
20	9.1
40	249.4
60	179.8
100	22.7
200	15.5
Pan	23.5

1.6 Las características de las partículas de un suelo se dan en la tabla siguiente. Dibuje la curva de distribución granulométrica y encuentre los porcentajes de grava, arena, limo y arcilla de acuerdo con el sistema MIT (tabla 1.1).

Tamaño (mm)	Porcentaje que pasa en peso
0.850	100.0
0.425	92.1
0.250	85.8
0.150	77.3
0.075	62.0
0.040	50.8
0.020	41.0
0.010	34.3
0.006	29.0
0.002	23.0

1.7 Resuelva el problema 1.6 de acuerdo con el sistema USDA (tabla 1.1).
1.8 Resuelva el problema 1.6 de acuerdo con el sistema AASHTO (tabla 1.1).
1.9 Las características del tamaño de las partículas de un suelo se dan en la siguiente tabla. Encuentre los porcentajes de grava, arena, limo y arcilla de acuerdo con el sistema MIT (tabla 1.1).

Tamaño (mm)	Porcentaje que pasa en peso
0.850	100.0
0.425	100.0
0.250	94.1
0.150	79.3
0.075	34.1
0.040	28.0
0.020	25.2
0.010	21.8
0.006	18.9
0.002	14.0

1.10 Resuelva el problema 1.9 de acuerdo con el sistema USDA (tabla 1.1).
1.11 Resuelva el problema 1.9 de acuerdo con el sistema AASHTO (tabla 1.1).

Referencias

American Society for Testing and Materials (1998. ASTM *Book of Standards,* Vol. 04.08, West Conshohocken, PA.

Grim, R. E. (1953). *Clay Mineralogy,* McGraw-Hill, New York.

Grim, R. E. (1959). "Physico-Chemical Properties of Soils: Clay Minerals," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division,* ASCE, Vol. 85, No. SM2, 1-17.

Terzaghi, K. (1925). *Erdbaumechanik auf Bodenphysikalischer Grundlage,* Deuticke, Vienna.

Referencias suplementarias para estudio adicional

Mitchell, J. K. (1993). *Fundamentals of Soil Behavior*, 2nd ed., Wiley, New York.

Van Olphen, H. (1963). *An Introduction to Clay Colloid Chemistry,* Wiley Interscience, New York.

2

Relaciones volumétricas y gravimétricas, plasticidad y clasificación de los suelos

El capítulo anterior presentó los procesos geológicos por medio de los cuales se forman los suelos, la descripción de los límites de tamaño de sus partículas y el análisis mecánico de éstos. En estado natural, los suelos son sistemas de tres fases que consisten en sólidos, agua y aire. Este capítulo analiza las relaciones volumétricas y gravimétricas de agregados de suelos, su estructura y plasticidad, y su clasificación desde el punto de vista de la ingeniería.

2.1 Relaciones volumétricas y gravimétricas

La figura 2.1a muestra un elemento de suelo de volumen V y peso W como existe en estado natural. Para desarrollar las relaciones volumétricas y gravimétricas, separamos las tres fases (es decir: sólido, agua y aire) como muestra la figura 2.1b. El volumen total de una muestra de suelo dada entonces se expresa como

$$V = V_s + V_v = V_s + V_w + V_a \tag{2.1}$$

donde V_s = volumen de sólidos de suelo
V_v = volumen de vacíos
V_w = volumen de agua en los vacíos
V_a = volumen de aire en los vacíos

Suponiendo que el peso del aire es despreciable, podemos dar el peso total de la muestra como

$$W = W_s + W_w \tag{2.2}$$

donde W_s = peso de los sólidos del suelo
W_w = peso del agua

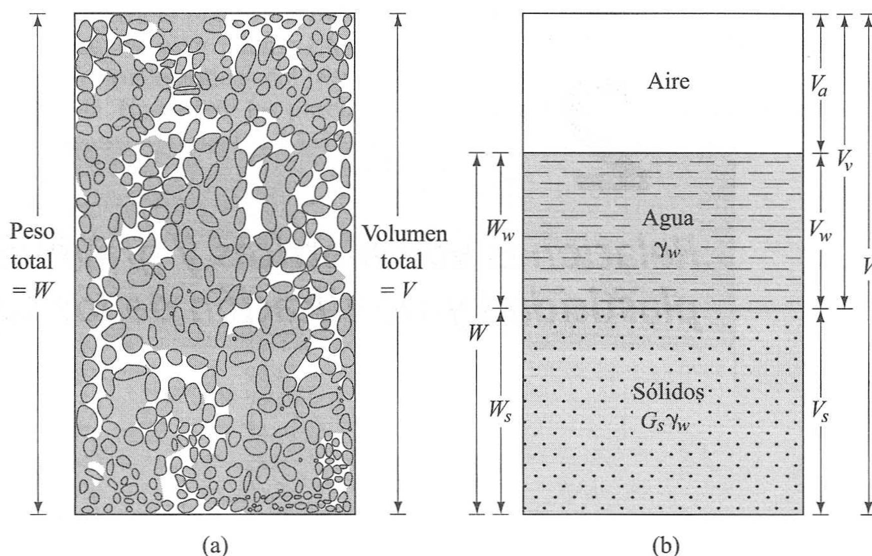


FIGURA 2.1 (a) Elemento de suelo en estado natural; (b) tres fases del elemento de suelo.

Las relaciones volumétricas comúnmente usadas para las tres fases en un elemento de suelo son relación de *vacíos, porosidad* y *grado de saturación*. La *relación de vacíos* (e) se define como la razón del volumen de vacíos al volumen de sólidos, o

$$e = \frac{V_v}{V_s} \tag{2.3}$$

La *porosidad* (n) se define como la razón del volumen de vacíos al volumen total, o

$$n = \frac{V_v}{V} \tag{2.4}$$

El *grado de saturación* (S) se define como la razón del volumen de agua al volumen de vacíos, o

$$S = \frac{V_w}{V_v} \tag{2.5}$$

El grado de saturación se expresa comúnmente como un porcentaje.

La relación entre la relación de vacíos y porosidad se obtiene de las ecuaciones (2.1), (2.3) y (2.4), como sigue:

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{V_v}{V - V_v} = \frac{\left(\frac{V_v}{V}\right)}{1 - \left(\frac{V_v}{V}\right)} = \frac{n}{1 - n} \tag{2.6}$$

De la ecuación (2.6), tenemos

$$n = \frac{e}{1 + e} \tag{2.7}$$

Las relaciones gravimétricas comunes son *el contenido de humedad* y *el peso específico.* El *contenido de humedad* (w) se llama también *contenido de agua* y se define como la relación del peso de agua entre el peso de sólidos en un volumen dado de suelo, o

$$w = \frac{W_w}{W_s} \tag{2.8}$$

El peso específico (γ) es el peso de suelo por volumen unitario:

$$\gamma = \frac{W}{V} \tag{2.9}$$

El peso específico se expresa también en términos del peso de sólidos del suelo, contenido de agua y volumen total. De las ecuaciones (2.2), (2.8) y (2.9), tenemos

$$\gamma = \frac{W}{V} = \frac{W_s + W_w}{V} = \frac{W_s \left[1 + \left(\frac{W_w}{W_s}\right)\right]}{V} = \frac{W_s\,(1 + w)}{V} \tag{2.10}$$

Los ingenieros de suelos llaman a veces al peso específico definido por la ecuación (2.9) como *peso específico húmedo.*

A veces es necesario conocer el peso por volumen unitario de suelo excluida el agua, denominándose *peso específico seco* γ_d. Entonces,

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} \tag{2.11}$$

De las ecuaciones (2.10) y (2.11), podemos dar la relación entre peso específico, peso específico seco y contenido de agua como

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + w} \tag{2.12}$$

El peso específico se expresa en kilonewton por metro cúbico (kN/m^3). Como el newton es una unidad derivada, a veces es conveniente trabajar con densidades (ρ) del

suelo. La unidad SI de densidad es kilogramos por metro cúbico (kg/m³). Podemos escribir las ecuaciones de densidad [similares a las ecuaciones (2.9) y (2.11)] como

$$\rho = \frac{m}{V} \tag{2.13a}$$

y

$$\rho_d = \frac{m_s}{V} \tag{2.13b}$$

donde ρ = densidad del suelo (kg/m³)
ρ_d = densidad seca del suelo (kg/m³)
m = masa total de la muestra de suelo (kg)
m_s = masa de sólidos de suelo en la muestra (kg)

La unidad de volumen total V es m³.

Los pesos específicos de suelo en N/m³ se obtienen de las densidades en kg/m³ como

$$\gamma = \rho \cdot g = 9.81\rho \tag{2.14a}$$

y

$$\gamma_d = \rho_d \cdot g = 9.81\rho_d \tag{2.14b}$$

donde g = aceleración de la gravedad = 9.81 m/s².

2.2 Relaciones entre peso específico, relación de vacíos, contenido de agua y densidad de sólidos

Para obtener una relación entre peso específico (o densidad), relación de vacíos y contenido de agua, considere un volumen de suelo en el que el volumen de los sólidos de suelo es 1, como muestra la figura 2.2. Si el volumen de los sólidos de suelo es 1, entonces el volumen de vacíos es numéricamente igual a la relación de vacíos e [de la ecuación (2.3)]. Los pesos de los sólidos del suelo y agua se dan como

$$W_s = G_s\gamma_w$$
$$W_w = wW_s = wG_s\gamma_w$$

donde G_s = densidad de sólidos
w = contenido de agua
γ_w = peso específico del agua

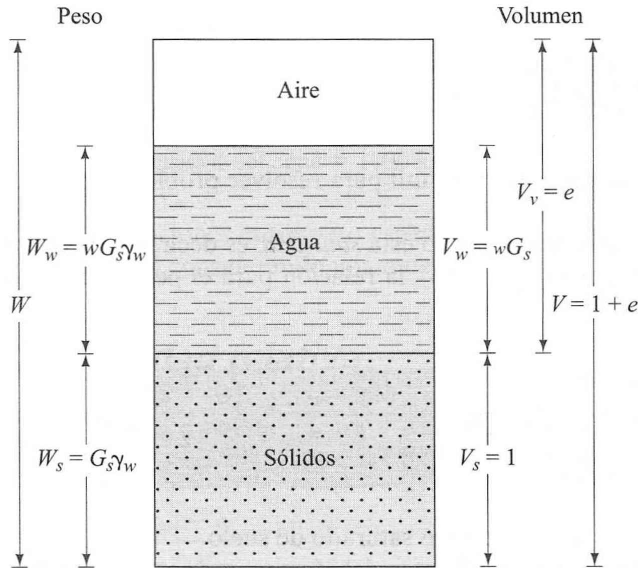


FIGURA 2.2 Tres fases separadas de un elemento de suelo con volumen de sólidos de suelo igual a 1.

El peso específico del agua es 9.81 kN/m³. Ahora, usando las definiciones del peso específico y del peso unitario seco [ecuaciones (2.9) y (2.11)], escribimos

$$\gamma = \frac{W}{V} = \frac{W_s + W_w}{V} = \frac{G_s\gamma_w + wG_s\gamma_w}{1+e} = \frac{(1+w)\,G_s\gamma_w}{1+e} \tag{2.15}$$

y

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} = \frac{G_s\,\gamma_w}{1+e} \tag{2.16}$$

Como el peso del agua en el elemento de suelo bajo consideración es $wG_s\gamma_w$, el volumen ocupado por el agua es

$$V_w = \frac{W_w}{\gamma_w} = \frac{wG_s\gamma_w}{\gamma_w} = wG_s$$

Por consiguiente, de la definición del grado de saturación [ecuación (2.5)], tenemos

$$S = \frac{V_w}{V_v} = \frac{wG_s}{e}$$

o

$$Se = wG_s \tag{2.17}$$

Ésta es una ecuación muy útil para resolver problemas que contienen relaciones entre las tres fases.

Si la muestra de suelo está *saturada,* es decir, que los vacíos están completamente llenos con agua (figura 2.3), la relación para el peso específico saturado se obtiene en forma similar:

$$\gamma_{sat} = \frac{W}{V} = \frac{W_s + W_w}{V} = \frac{G_s\gamma_w + e\gamma_w}{1+e} = \frac{(G_s + e)\gamma_w}{1+e} \tag{2.18}$$

donde γ_{sat} = peso específico saturado de suelo.

Como se mencionó antes, debido a que es conveniente trabajar con densidades, las siguientes ecuaciones [similares a las relaciones del peso específico dadas en las ecuaciones (2.15), (2.16) y (2.18)] son útiles:

$$\text{Densidad} = \rho = \frac{(1+w)G_s\rho_w}{1+e} \tag{2.19a}$$

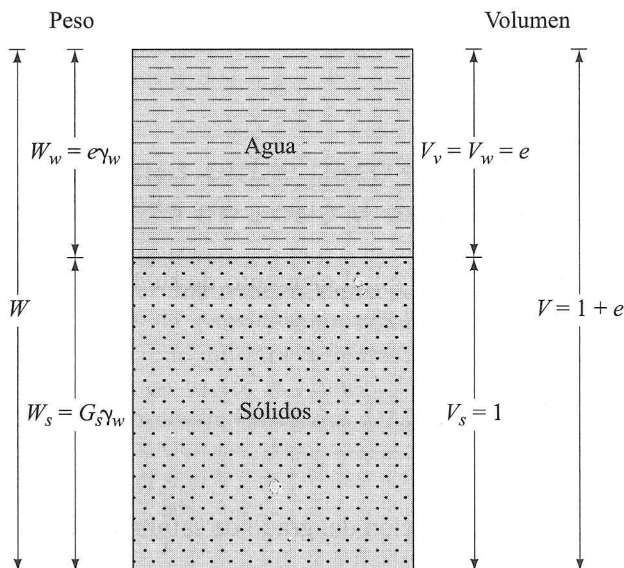


FIGURA 2.3 Elemento del suelo saturado con volumen de sólidos de suelo igual a 1.

$$\text{Densidad seca} = \rho_d = \frac{G_s \rho_w}{1 + e} \tag{2.19b}$$

$$\text{Densidad saturada} = \rho_{sat} = \frac{(G_s + e)\rho_w}{1 + e} \tag{2.19c}$$

donde $\rho_w =$ densidad del agua $= 1000\ \mathrm{kg/m^3}$

Las relaciones entre peso específico, porosidad y contenido de humedad también se desarrollan considerando una muestra de suelo que tenga un volumen total igual a 1.

2.3 Compacidad relativa

El término *compacidad relativa* es comúnmente usado para indicar la compacidad o la flojedad *in situ* del suelo granular. Se define como

$$C_r = \frac{e_{\text{máx}} - e}{e_{\text{máx}} - e_{\text{mín}}} \tag{2.20}$$

donde C_r = compacidad relativa, usualmente dada como porcentaje
e = relación de vacíos *in situ* del suelo
$e_{\text{máx}}$ = relación de vacíos del suelo en la condición más suelta
$e_{\text{mín}}$ = relación de vacíos del suelo en la condición más densa

Los valores de C_r varían de un mínimo de 0 para suelo muy suelto a un máximo de 1 para muy denso. Los ingenieros de suelos describen cualitativamente los depósitos de suelo granular de acuerdo con sus compacidades relativas, como muestra la tabla 2.1. Algunos valores típicos de la relación de vacío, del contenido de agua en condición saturada y del peso específico seco, como se encuentran en un estado natural se dan en la tabla 2.2.

Usando la definición del peso específico seco dado por la ecuación (2.16), también expresamos la compacidad relativa en términos de los pesos específicos secos máximo y mínimo posibles. Entonces,

Tabla 2.1 Descripción cualitativa de depósitos de suelo granular.

Compacidad relativa (%)	Descripción de depósitos de suelo
0–15	Muy suelto
15–50	Suelto
50–70	Medio
70–85	Denso
85–100	Muy denso

Tabla 2.2 Relación de vacíos, contenido de agua y peso específico seco para algunos suelos típicos en estado natural.

Tipo de suelo	Relación de vacíos, e	Contenido natural de agua en estado saturado (%)	Peso específico seco γ_d (kN/m³)
Arena suelta uniforme	0.8	30	14.5
Arena densa uniforme	0.45	16	18
Arena limosa suelta de grano angular	0.65	25	16
Arena limosa densa de grano angular	0.4	15	19
Arcilla firme	0.6	21	17
Arcilla suave	0.9–1.4	30–50	11.5–14.5
Loess	0.9	25	13.5
Arcilla orgánica suave	2.5–3.2	90–120	6–8
Tilita glacial	0.3	10	21

$$C_r = \frac{\left[\dfrac{1}{\gamma_{d(\text{mín})}}\right] - \left[\dfrac{1}{\gamma_d}\right]}{\left[\dfrac{1}{\gamma_{d(\text{mín})}}\right] - \left[\dfrac{1}{\gamma_{d(\text{máx})}}\right]} = \left[\frac{\gamma_d - \gamma_{d(\text{mín})}}{\gamma_{d(\text{máx})} - \gamma_{d(\text{mín})}}\right]\left[\frac{\gamma_{d(\text{máx})}}{\gamma_d}\right] \tag{2.21}$$

donde $\gamma_{d(\text{mín})}$ = peso específico seco en la condición más suelta (en una relación de vacíos de $e_{\text{máx}}$)

γ_d = peso específico seco *in situ* (en una relación de vacíos de e)

$\gamma_{d(\text{máx})}$ = peso específico seco en la condición más densa (en una relación de vacíos de $e_{\text{mín}}$)

EJEMPLO 2.1

En estado natural, un suelo húmedo tiene un volumen de 0.0093 m³ y pesa 177.6 N. El peso seco al horno del suelo es 153.6 N. Si $G_s = 2.71$, calcule el contenido de agua, el peso específico húmedo, el peso específico seco, la relación de vacíos, la porosidad y el grado de saturación.

Solución Refiérase a la figura 2.4. El contenido de agua [ecuación (2.8)] es

$$w = \frac{W_w}{W_s} = \frac{W - W_s}{W_s} = \frac{177.6 - 153.6}{153.6} = \frac{24}{153.6} \times 100 = \mathbf{15.6\%}$$

El peso específico húmedo [ecuación (2.9)] es

$$\gamma = \frac{W}{V} = \frac{177.6}{0.0093} = 19{,}906 \text{ N/m}^3 \approx \mathbf{19.1 \text{ kN/m}^3}$$

Para el peso específico seco [ecuación (2.11)], tenemos

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} = \frac{153.6}{0.0093} = 16{,}516 \text{ N/m}^3 \approx \mathbf{16.52 \text{ kN/m}^3}$$

La relación de vacíos [ecuación (2.3)] se encuentra como sigue:

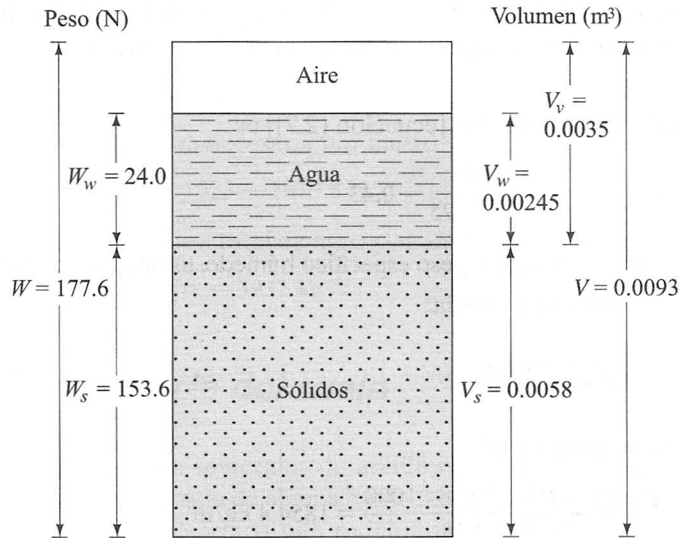


FIGURA 2.4

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

$$V_s = \frac{W_s}{G_s \gamma_w} = \frac{0.1536}{2.71 \times 9.81} = 0.0058 \text{ m}^3$$

$$V_v = V - V_s = 0.0093 - 0.0058 = 0.0035 \text{ m}^3$$

por lo que

$$e = \frac{0.0035}{0.0058} \approx \mathbf{0.60}$$

Para la porosidad [ecuación (2.7)], tenemos

$$n = \frac{e}{1+e} = \frac{0.60}{1+0.60} = \mathbf{0.375}$$

Encontramos el grado de saturación [ecuación (2.5)] como sigue:

$$S = \frac{V_w}{V_v}$$

$$V_w = \frac{W_w}{\gamma_w} = \frac{0.024}{9.81} = 0.00245 \text{ m}^3$$

por lo que

$$S = \frac{0.00245}{0.0035} \times 100 = \mathbf{70\%}$$

■

EJEMPLO 2.2

Para un suelo dado, $e = 0.75$, $w = 22\%$ y $G_s = 2.66$. Calcule la porosidad, el peso específico húmedo, el peso específico seco y el grado de saturación.

Solución La porosidad [ecuación (2.7)] es

$$n = \frac{e}{1+e} = \frac{0.75}{1+0.75} = \mathbf{0.43}$$

Para encontrar el peso específico húmedo, usamos la ecuación (2.19a) para calcular la densidad húmeda:

$$\rho = \frac{(1+w)\,G_s\rho_w}{1+e}$$

$$\rho_w = 1000 \text{ kg/m}^3$$

$$\rho = \frac{(1+0.22)2.66 \times 1000}{1+0.75} = 1854.4 \text{ kg/m}^3$$

Por consiguiente, el peso específico húmedo es $\gamma\ (\text{kN/m}^3) = \rho \cdot g = \frac{9.81 \times 1854.4}{1000} = \mathbf{18.19\ kN/m^3}$

Para encontrar el peso específico seco, usamos la ecuación (2.19b):

$$\rho_d = \frac{G_s\rho_w}{1+e} = \frac{2.66 \times 1000}{1+0.75} = 1520 \text{ kg/m}^3$$

por lo que

$$\gamma_d = \frac{9.81 \times 1520}{1000} = \mathbf{14.91\ kN/m^3}$$

El grado de saturación [ecuación (2.17)] es

$$S\ (\%) = \frac{wG_s}{e} \times 100 = \frac{0.22 \times 2.66}{0.75} \times 100 = \mathbf{78\%}$$

■

EJEMPLO 2.3

Se dan los siguientes datos para un suelo: porosidad = 0.45, densidad de los sólidos = 2.68 y contenido de humedad = 10%. Determine la masa de agua por añadirse a 10 m³ de suelo para tener una saturación plena.

Solución De la ecuación (2.6), tenemos

$$e = \frac{n}{1-n} = \frac{0.45}{1-0.45} = 0.82$$

La densidad húmeda del suelo [ecuación (2.19a)] es

$$\rho = \frac{(1+w)G_s\rho_w}{1+e} = \frac{(1+0.1)2.68 \times 1000}{1+0.82} = 1619.8 \text{ kg/m}^3$$

La densidad saturada del suelo [ecuación (2.19c)] es

$$\rho_{sat} = \frac{(G_s + e)\rho_w}{1 + e} = \frac{(2.68 + 0.82)1000}{1 + 0.82} = 1923 \text{ kg/m}^3$$

La masa de agua necesaria por metro cúbico es igual a

$$\rho_{sat} - \rho = 1923 - 1619.8 = 303.2 \text{ kg}$$

Por tanto, la masa total de agua por añadirse es

$$303.2 \times 10 = \mathbf{3032 \text{ kg}}$$

2.4 Consistencia del suelo

Cuando existen minerales de arcilla en un suelo de grano fino, éste puede ser remodelado en presencia de alguna humedad sin desmoronarse. Esta naturaleza cohesiva es debida al agua adsorbida que rodea a las partículas de arcilla. A principios de 1900, un científico sueco, Albert Mauritz Atterberg, desarrolló un método para describir la consistencia de los suelos de grano fino con contenidos de agua variables. A muy bajo contenido de agua, el suelo se comporta más como un sólido frágil. Cuando el contenido de agua es muy alto, el suelo y el agua fluyen como un líquido. Por tanto, dependiendo del contenido de agua, la naturaleza del comportamiento del suelo se clasifica arbitrariamente en cuatro estados básicos, denominados *sólido, semisólido, plástico* y *líquido,* como muestra la figura 2.5.

El contenido de agua, en porcentaje, en el que la transición de estado sólido a semisólido tiene lugar, se define como el *límite de contracción*. El contenido de agua en el punto de transición de estado semisólido a plástico es el *límite plástico,* y de estado plástico a líquido es el *límite líquido*. Esos límites se conocen también como *límites de Atterberg.*

Límite líquido (LL)

Un diagrama esquemático (vista lateral) de un dispositivo para determinar el límite líquido se muestra en la figura 2.6a, que consiste en una copa de bronce y una base de hule duro. La copa de bronce se deja caer sobre la base por una leva operada por una

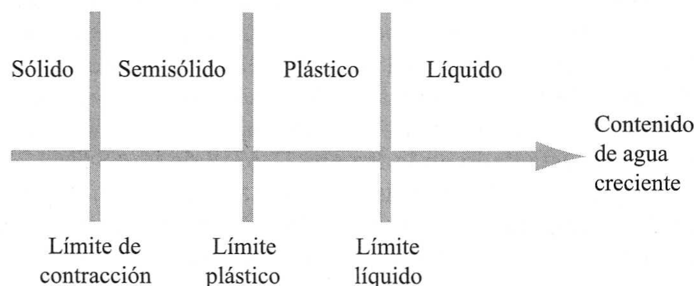


FIGURA 2.5 Límites de Atterberg.

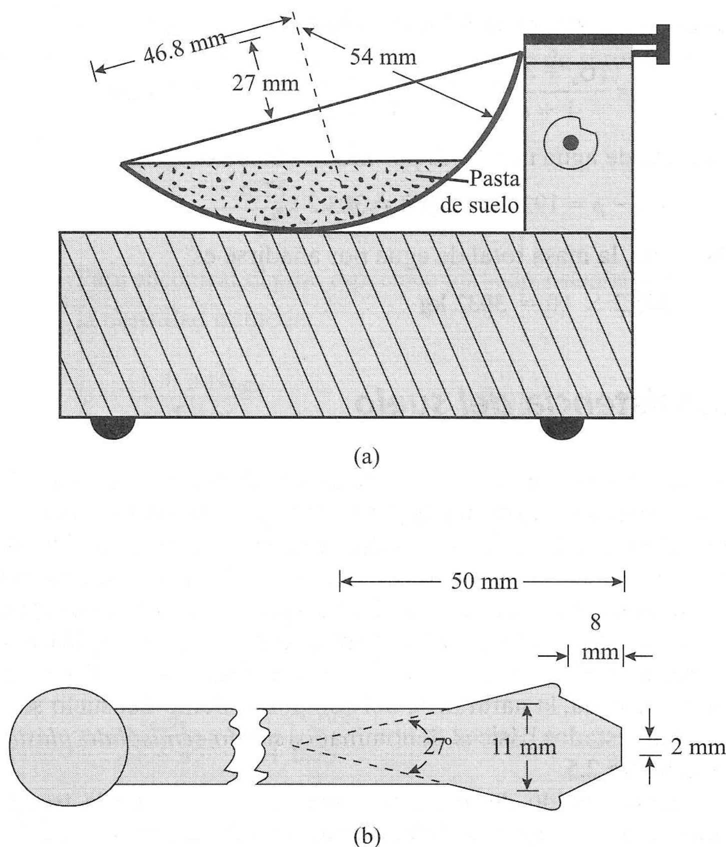


FIGURA 2.6 Prueba del límite líquido: (a) dispositivo para la prueba; (b) ranurador; (c) pasta de suelo antes de la prueba; (d) pasta de suelo después de la prueba.

manivela. Para la prueba del límite líquido se coloca una pasta en la copa. Se corta una ranura en el centro de la pasta de suelo, usando la herramienta de corte estándar (figura 2.6b). Luego, con la leva operada por la manivela, se levanta la copa y se deja caer desde una altura de 10 mm. El contenido de agua, en porcentaje requerido para cerrar una distancia de 12.7 mm a lo largo del fondo de la ranura (véase las figuras 2.6c y 2.6d) a los 25 golpes se define como el *límite líquido.* El procedimiento para la prueba del límite líquido está dado en la Prueba D-4318 de la ASTM.

Casagrande (1932) concluyó que cada golpe en un dispositivo estándar para límite líquido corresponde a una resistencia cortante del suelo de aproximadamente 1 g/cm^2 ($\approx$0.1 kN/m^2). Por consiguiente, el límite líquido de un suelo de grano fino da el contenido de agua para el cual la resistencia cortante del suelo es aproximadamente de 25 g/cm^2 ($\approx$2.5 kN/m^2).

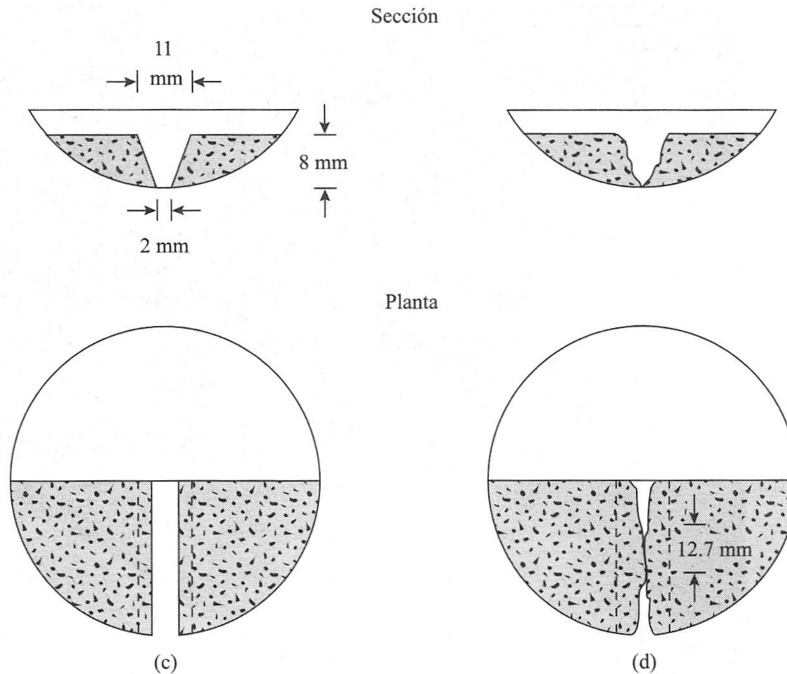


FIGURA 2.6 (Continuación.)

Límite plástico (PL)

El *límite plástico* se define como el contenido de agua, en porcentaje, con el cual el suelo, al ser enrollado en rollitos de 3.2 mm de diámetro, se desmorona. El límite plástico es el límite inferior de la etapa plástica del suelo. La prueba es simple y se lleva a cabo enrollando repetidamente a mano sobre una placa de vidrio (figura 2.7) una masa de suelo de forma elipsoidal.

El *índice de plasticidad* (*PI*) es la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico de un suelo, o

$$PI = LL - PL \tag{2.22}$$

El procedimiento para la prueba del límite plástico se da en la prueba D-4318 de la ASTM.

Límite de contracción (SL)

La masa de suelo se contrae conforme se pierde gradualmente el agua del suelo. Con una pérdida continua de agua, se alcanza una etapa de equilibrio en la que más pérdida

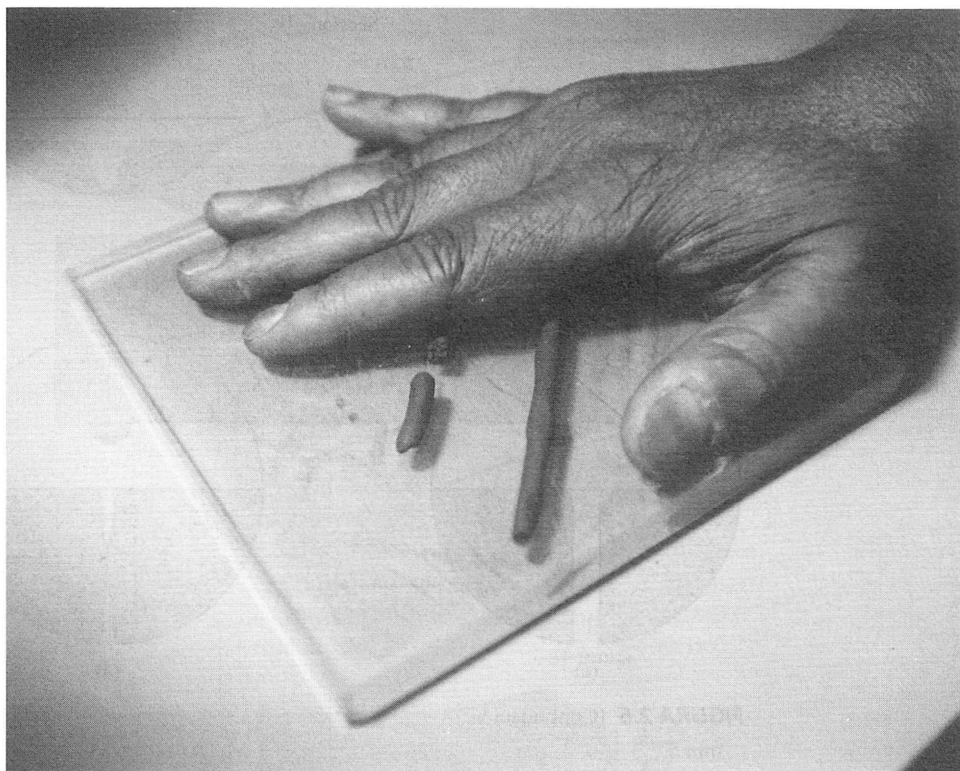


FIGURA 2.7 Prueba del límite plástico.

de agua conducirá a que no haya cambio de volumen (figura 2.8). El contenido de agua, en porcentaje, bajo el cual el cambio de volumen de la masa del suelo cesa, se define como *límite de contracción.*

Las pruebas del límite de contracción (Prueba D-427 de la ASTM) se efectúan en el laboratorio con un recipiente de porcelana de aproximadamente 44 mm de diámetro y 13 mm de altura. El interior del recipiente está recubierto con aceite de petróleo que luego se llena completamente con suelo húmedo. El exceso de suelo que queda fuera del borde se retira con una regleta. Se registra la masa de suelo húmedo dentro del recipiente. Luego, la masa de suelo en el recipiente se seca en horno. El volumen de la masa de suelo secada en horno se determina por el desplazamiento de mercurio. Como el manejo del mercurio es peligroso, la prueba D-4943 de la ASTM describe un método de inmersión de la masa de suelo seco en una vasija de cera derretida. La masa de suelo revestida de cera es enfriada. Su volumen se determina sumergiéndola en agua.

Con referencia a la figura 2.8, determinamos el límite de contracción de la siguiente manera:

$$SL = w_i\,(\%) - \Delta w\,(\%) \tag{2.23}$$

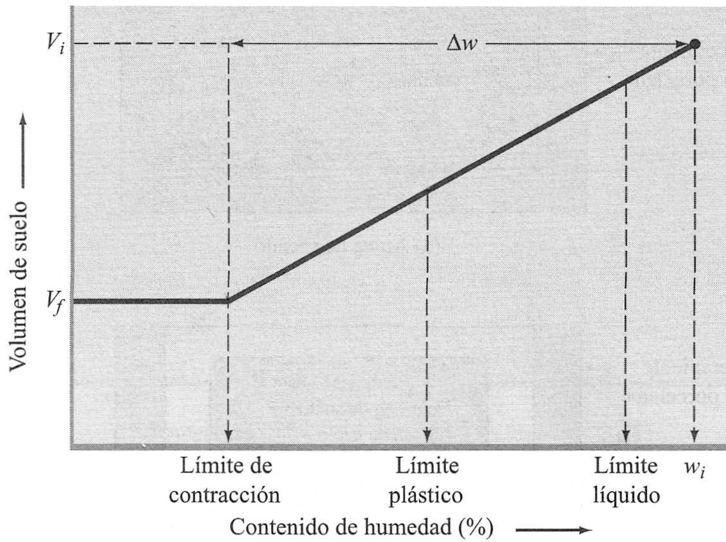


FIGURA 2.8 Definición del límite de contracción.

donde w_i = contenido de agua inicial cuando el suelo se coloca en el recipiente del límite de contracción

Δw = cambio en el contenido de agua (es decir, entre el contenido de humedad inicial y el contenido de agua en el límite de contracción)

Sin embargo,

$$w_i\,(\%) = \frac{m_1 - m_2}{m_2} \times 100 \tag{2.24}$$

donde m_1 = masa del suelo húmedo en el recipiente al principio de la prueba (g)

m_2 = masa del suelo seco (g) (véase la figura 2.9)

Además,

$$\Delta w\,(\%) = \frac{(V_i - V_f)\,\rho_w}{m_2} \times 100 \tag{2.25}$$

donde V_i = volumen inicial del suelo húmedo (es decir, el volumen dentro del recipiente, cm^3)

V_f = volumen de la masa de suelo secada en horno (cm^3)

ρ_w = densidad del agua (g/cm^3)

Ahora, combinando las ecuaciones (2.23), (2.24) y (2.25), tenemos

$$SL = \left(\frac{m_1 - m_2}{m_2}\right)(100) - \left[\frac{(V_i - V_f)\,\rho_w}{m_2}\right](100) \tag{2.26}$$

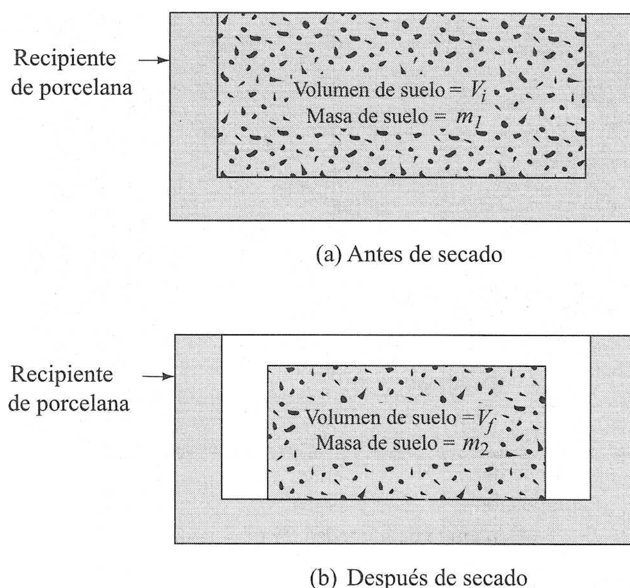


FIGURA 2.9 Prueba del límite de contracción.

2.5 Actividad

Como la propiedad plástica de los suelos resulta del agua adsorbida que rodea a las partículas de arcilla, podemos esperar que el tipo de minerales arcillosos y sus cantidades proporcionales en un suelo afectarán los límites líquido y plástico. Skempton (1953) observó que el índice de plasticidad de un suelo crece linealmente con el porcentaje de la fracción de tamaño arcilloso (porcentaje de granos más finos que 2 μ, en peso) presente en él. Con base en esos resultados, Skempton definió una cantidad lla-

Tabla 2.3 Actividad de minerales de arcilla.

Mineral	Actividad, *A*
Esmectitas	1–7
Ilita	0.5–1
Caolinita	0.5
Haloisita ($2H_2O$)	0.5
Holoisita ($4H_2O$)	0.1
Atapulgita	0.5–1.2
Alófano	0.5–1.2

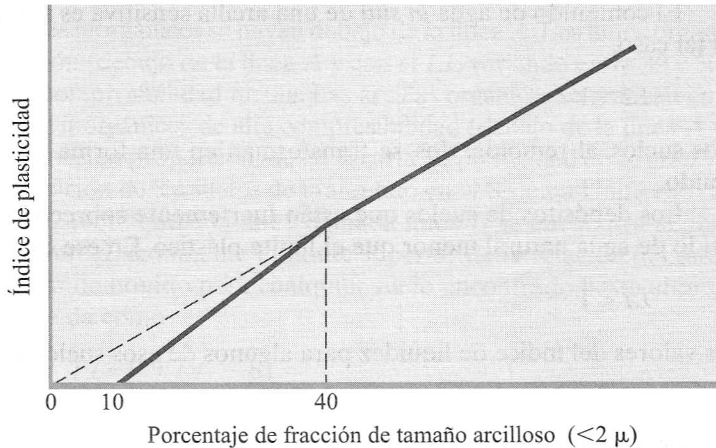


FIGURA 2.10 Relación simplificada entre índice de plasticidad y porcentaje de fracción de tamaño arcilloso por peso.

mada *actividad*, que es la pendiente de la línea que correlaciona el *PI* con el porcentaje de granos más finos que 2 μ. Esta actividad se expresa como

$$A = \frac{PI}{(\text{porcentaje de la fracción de tamaño arcilloso, en peso}} \tag{2.27}$$

donde A = actividad. La actividad se usa como un índice para identificar el potencial de expansión de los suelos arcillosos. En la tabla 2.3 (Mitchell, 1976) se dan valores típicos de actividades para varios minerales arcillosos.

Seed, Woodward y Lundgren (1964) estudiaron la propiedad plástica de varias mezclas artificialmente preparadas de arena y arcilla. Ellos concluyeron que, aunque la relación del índice de plasticidad al porcentaje de la fracción de tamaño arcilloso es lineal, como lo observó Skempton, la línea no siempre pasa por el origen. Ellos mostraron que la relación del índice de plasticidad al porcentaje de la fracción de tamaño arcilloso presente en un suelo se representa por dos líneas rectas, como se muestra cualitativamente en la figura 2.10. Para fracciones de tamaño arcilloso mayores que el 40%, la línea recta pasa por el origen cuando se prolonga hacia atrás.

2.6 Índice de liquidez

La consistencia relativa de un suelo cohesivo en estado natural se define por una razón llamada *índice de liquidez* (*LI*):

$$LI = \frac{w - PL}{LL - PL} \tag{2.28}$$

donde w = contenido de agua del suelo *in situ*.

El contenido de agua *in situ* de una arcilla sensitiva es mayor que el límite líquido. En tal caso,

$$LI > 1$$

Esos suelos, al remoldearlos, se transforman en una forma viscosa que fluye como un líquido.

Los depósitos de suelos que están fuertemente sobreconsolidados tienen un contenido de agua natural menor que el límite plástico. En ese caso,

$$LI < 1$$

Los valores del índice de liquidez para algunos de esos suelos son negativos.

2.7 Carta de plasticidad

Los límites líquido y plástico son determinados por medio de pruebas de laboratorio relativamente simples que proporcionan información sobre la naturaleza de los suelos cohesivos. Las pruebas son usadas ampliamente por ingenieros para correlacionar varios parámetros físicos del suelo así como para la identificación del mismo. Casagrande (1932) estudió la relación del índice de plasticidad respecto al límite líquido de una amplia variedad de suelos naturales. Con base en los resultados de pruebas, propuso una carta de plasticidad que muestra la figura 2.11. La característica importante de esta carta es la línea A empírica dada por la ecuación $PI = 0.73(LL - 20)$. La línea A separa las arcillas inorgánicas de los limos inorgánicos. Las gráficas de los índices de plasticidad contra límites líquidos para las arcillas inorgánicas se encuentran arriba de la línea A y aquellas para

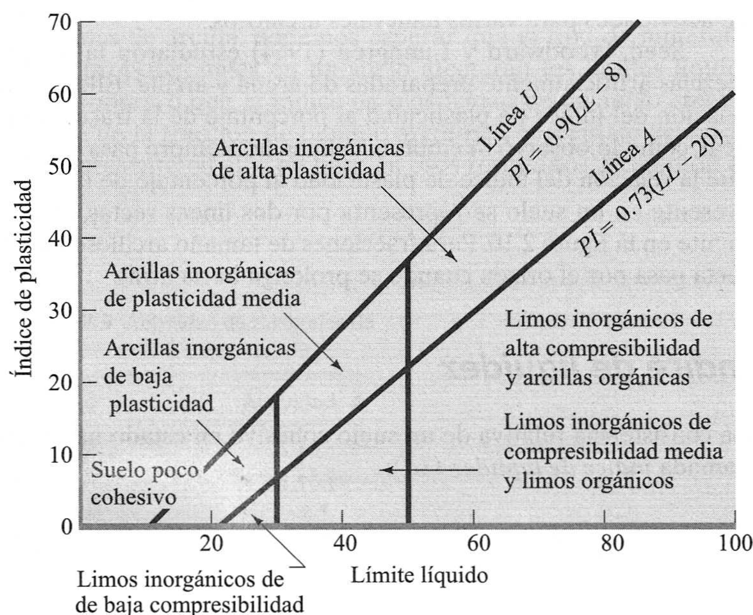


FIGURA 2.11 Carta de plasticidad.

limos inorgánicos se hayan debajo de la línea A. Los limos orgánicos se grafican en la misma región (debajo de la línea A y con el LL variando entre 30 y 50) que los limos inorgánicos de compresibilidad media. Las arcillas orgánicas se grafican en la misma región que los limos inorgánicos de alta compresibilidad (debajo de la línea A y LL mayor que 50). La información proporcionada en la carta de plasticidad es de gran valor y es la base para la clasificación de los suelos de grano fino en el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

Note que una línea llamada línea U se encuentra arriba de la línea A. La línea U es aproximadamente el límite superior de la relación del índice de plasticidad respecto al límite líquido para cualquier suelo encontrado hasta ahora. La ecuación para la línea U se da como

$$PI = 0.9(LL - 8) \tag{2.29}$$

2.8 Clasificación del suelo

Los suelos con propiedades similares se clasifican en grupos y subgrupos basados en su comportamiento ingenieril. Los sistemas de clasificación proporcionan un lenguaje común para expresar en forma concisa las características generales de los suelos, que son infinitamente variadas sin una descripción detallada. Actualmente, dos sistemas de clasificación que usan la distribución por tamaño de grano y plasticidad de los suelos son usados comúnmente por los ingenieros de suelos. Éstos son el Sistema de Clasificación AASHTO y el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos. El Sistema AASHTO lo usan principalmente los departamentos de caminos estatales y de condados, mientras que los ingenieros geotécnicos usualmente prefieren el Sistema Unificado.

Sistema de clasificación AASHTO

Este sistema de clasificación fue desarrollado en 1929 como el Public Road Administration Classification System (Sistema de Clasificación de la Oficina de Caminos Públicos). Ha sufrido varias revisiones, con la versión actual propuesta por el Committee on Classification of Materials for Subgrades and Granular Type Roads of the Highway Research Board (Comité para la Clasificación de Materiales para Subrasantes y Caminos Tipo Granulares del Consejo de Investigaciones Carreteras) en 1945 (Prueba D-3282 de la ASTM; método AASHTO M145).

El Sistema de Clasificación AASHTO actualmente en uso, se muestra en la tabla 2.4. De acuerdo con éste, el suelo se clasifica en siete grupos mayores: A-1 al A-7. Los suelos clasificados en los grupos A-1, A-2 y A-3 son materiales granulares, donde 35% o menos de las partículas pasan por la criba No. 200. Los suelos de los que más del 35% pasan por la criba No. 200 son clasificados en los grupos A-4, A-5, A-6 y A-7. La mayoría están formados por materiales tipo limo y arcilla. El sistema de clasificación se basa en los siguientes criterios:

1. *Tamaño del grano*
   Grava: fracción que pasa la malla de 75 mm y es retenida en la malla No. 10 (2 mm) de Estados Unidos
   Arena: fracción que pasa la malla No. 10 (2 mm) U.S. y es retenida en la malla No. 200 (0.075 mm) U.S.
   Limo y arcilla: fracción que pasa la malla No. 200 U.S.

(cont. en p. 37)

Tabla 2.4 Clasificación de materiales para subrasantes de carreteras.

Clasificación general	**Materiales granulares (35% o menos de la muestra que pasa la malla No. 200)**						
	A-1			*A-2*			
Clasificación de grupo	*A-1-a*	*A-1-b*	*A-3*	*A-2-4*	*A-2-5*	*A-2-6*	*A-2-7*
Análisis por cribado (porcentaje que pasa las mallas)							
No. 10	50 máx.						
No. 40	30 máx.	50 máx.	51 mín.				
No. 200	15 máx.	25 máx.	10 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.
Características de la fracción que pasa la malla No. 40							
Límite líquido				40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.
Índice de plasticidad	6 máx.		NP	10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.
Tipos usuales de materiales componentes significativos	Fragmentos de piedra grava y arena		Arena fina	Grava y arena limosa o arcillosa			
Tasa general de los subrasantes	De excelente a bueno						

Clasificación general	**Materiales limo-arcilla (más del 35% de la muestra que pasa la malla No. 200)**			
Clasificación de grupo	*A-4*	*A-5*	*A-6*	*A-7* *A-7-5** *A-7-6*†
Análisis por cribado (porcentaje que pasa por las mallas)				
No. 10				
No. 40				
No. 200	36 mín.	36 mín.	36 mín.	36 mín.
Características de la fracción que pasa por la malla No. 40				
Límite líquido	40 máx.	41 mín.	40 máx	41 mín.
Índice de plasticidad	10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.
Tipos usuales de materiales componentes significativos	Suelos limosos		Suelos arcillosos	
Tasa general de los sobrantes	De mediano a pobre			

*Para *A-7-5*, $PI \leq LL - 30$
†Para *A-7-6*, PI $> LL - 30$

2. *Plasticidad:* El término *limoso* se aplica cuando las fracciones de finos del suelo tienen un índice de plasticidad de 10 o menor. El término *arcilloso* se aplica cuando las fracciones de finos tienen un índice de plasticidad de 11 o mayor.
3. Si cantos rodados y *boleos* (tamaños mayores que 75 mm) están presentes, éstos se excluyen de la porción de la muestra de suelo que se está clasificando. Sin embargo, el porcentaje de tal material se registra.

Para clasificar un suelo de acuerdo con la tabla 2.4, los datos de prueba se aplican de izquierda a derecha. Por un proceso de eliminación, el primer grupo desde la izquierda en el que los datos de prueba se ajusten, es la clasificación correcta.

Para la evaluación de la calidad de un suelo como material para subrasante de carreteras, se incorpora también un número llamado *índice de grupo* (*GI*) junto con los grupos y subgrupos del suelo. Este número se escribe en paréntesis después de la designación de grupo o de subgrupo. El índice de grupo está dado por la ecuación

$$GI = (F - 35)\,[0.2 + 0.005(LL - 40)] + 0.01\,(F - 15)(PI - 10) \tag{2.30}$$

donde F = porciento que pasa la malla No. 200
LL = límite líquido
P = índice de plasticidad

El primer término de la ecuación (2.30), es decir, $(F - 35)[0.2 + 0.005(LL - 40)]$, es el índice de grupo parcial determinado a partir del límite líquido. El segundo término, es decir $0.01(F - 15)(PI - 10)$, es el índice de grupo parcial determinado a partir del índice de plasticidad. A continuación se dan algunas reglas para determinar el índice de grupo:

1. Si la ecuación (2.30) da un valor negativo para *GI*, éste se toma igual a 0.
2. El índice de grupo calculado con la ecuación (2.30) se redondea al número entero más cercano (por ejemplo, $GI = 3.4$ se redondea a 3; $GI = 3.5$ se redondea a 4).
3. No hay un límite superior para el índice de grupo.
4. El índice de grupo de suelos que pertenecen a los grupos A-1-a, A-1-b, A-2-4, A-2-5, y A-3 siempre es 0.
5. Al calcular el índice de grupo para suelos que pertenecen a los grupos A-2-6 y A-2-7, use el índice de grupo parcial para *PI*, o

$$GI = 0.01(F - 15)(PI - 10) \tag{2.31}$$

En general, la calidad del comportamiento de un suelo como material para subrasantes es inversamente proporcional al índice de grupo.

EJEMPLO 2.4

Clasifique los suelos dados en la tabla según el sistema de clasificación AASHTO.

	Análisis por cribado; porciento que pasa			Plasticidad para la fracción que pasa la malla No. 40	
Suelo No.	**Malla No. 10**	**Malla No. 40**	**Malla No. 200**	**Límite líquido**	**Índice de plasticidad**
1	100	82	38	42	23
2	48	29	8	—	2
3	100	80	64	47	29
4	90	76	34	37	12

Solución Para el suelo 1, el porcentaje que pasa la malla No. 200 es 38%, mayor que 35%, por lo que se trata de un material de arcilla limosa. Procediendo de izquierda a derecha en la tabla 2.4, vemos que tal suelo cae bajo A-7. Para este caso, $PI = 23 > LL - 30$, por lo que es A-7-6. De la ecuación (2.30), tenemos

$$GI = (F - 35)[0.2 + 0.005(LL - 40)] + 0.01\,(F - 15)(PI - 10)$$

Para este suelo, $F = 38$, $LL = 42$ y $PI = 23$, por lo que

$$GI = (38 - 35)[0.2 + 0.005(42 - 40)] + 0.01\,(38 - 15)(23 - 10) = 3.88 \approx 4$$

Por consiguiente, el suelo es **A-7-6(4).**

Para el suelo 2, el porcentaje que pasa la malla No. 200 es menor que 35%, por lo que se trata de un material granular. Procediendo de izquierda a derecha en la tabla 2.4, encontramos que es A-1-a. El índice de grupo es 0, por lo que el suelo es **A-1-a(0).**

Para el suelo 3, el porcentaje que pasa la malla No. 200 es mayor que 35%, por lo que se trata de un material de arcilla limosa. Procediendo de izquierda a derecha en la tabla 2.4, encontramos que es A-7-6.

$$GI = (F - 35)[0.2 + 0.005(LL - 40)] + 0.01\,(F - 15)(PI - 10)$$

Dados $F = 64$, $LL = 47$ y $PI = 29$, tenemos

$$GI = (64 - 35)[0.2 + 0.005(47 - 40)] + 0.01\,(64 - 15)(29 - 10) = 16.1 \approx 16$$

Por consiguiente, el suelo es **A-7-6(16).**

Para el suelo 4, el porcentaje que pasa la malla No. 200 es menor que 35%, por lo que se trata de un material granular. De acuerdo con la tabla 2.4, es A-2-6.

$$GI = 0.01\,(F - 15)(PI - 10)$$

Ahora, $F = 34$ y $PI = 12$, por lo que

$$GI = 0.01\,(34 - 15)(12 - 10) = 0.38 \approx 0$$

El suelo es entonces **A-2-6(0).** ■

Tabla 2.5 Sistema Unificado de Clasificación; símbolos de grupo para suelos tipo grava.

Símbolo de grupo	Criterios
GW	Menos de 5% pasa la malla No. 200; $C_u = D_{60}/D_{10}$ mayor que o igual que 4; $C_z = (D_{30})^2 / (D_{10} \times D_{60})$ entre 1 y 3
GP	Menos de 5% pasa la malla No. 200; no cumple ambos criterios para GW
GM	Más de 12% pasa la malla No. 200; los límites de Atterberg se grafican debajo de la línea *A* (figura 2.12) o el índice de plasticidad menor que 4
GC	Más de 12% pasa la malla No. 200; los límites de Atterberg se grafican debajo de la línea *A* (figura 2.12); índice de plasticidad mayor que 7
GC-GM	Más de 12% pasa la malla No. 200; los límites de Atterberg caen en el área sombreada marcada CL-ML en la figura 2.12
GW-GM	El porcentaje que pasa la malla No. 200 está entre 5 y 12; cumple los criterios para GW y GM
GW-GC	El porcentaje que pasa la malla No. 200 está entre 5 y 12; cumple los criterios para GW y GC
GP-GM	El porcentaje que pasa la malla No. 200 está entre 5 y 12; cumple los criterios para GP y GM
GP-GC	El porcentaje que pasa la malla No. 200 está entre 5 y 12; cumple los criterios para GP y GC

Sistema Unificado de Clasificación de Suelos

La forma original de este sistema fue propuesto por Casagrande en 1942 para usarse en la construcción de aeropuertos emprendida por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército durante la Segunda Guerra Mundial. En cooperación con la Oficina de Restauración de Estados Unidos, el sistema fue revisado en 1952. Hoy en día, es ampliamente usado por los ingenieros (Prueba D-2487 de la ASTM). El Sistema Unificado de Clasificación se presenta en las tablas 2.5, 2.6 y 2.7; clasifica los suelos en dos amplias categorías:

1. Suelos de grano grueso que son de naturaleza tipo grava y arenosa con menos del 50% pasando por la malla No. 200. Los símbolos de grupo comienzan con un prefijo G o S. G significa grava o suelo gravoso y S significa arena o suelo arenoso.
2. Los suelos de grano fino con 50% o más pasando por la malla No. 200. Los símbolos de grupo comienzan con un prefijo M, que significa limo inorgánico, C para arcilla inorgánica u O para limos y arcillas orgánicos. El símbolo Pt se usa para turbas, lodos y otros suelos altamente orgánicos.

Otros símbolos son también usados para la clasificación:

- W: bien graduado
- P: mal graduado
- L: baja plasticidad (límite líquido menor que 50)
- H: alta plasticidad (límite líquido mayor que 50)

Tabla 2.6 Sistema Unificado de Clasificación; símbolos de grupo para suelos arenosos.

Símbolo de grupo	Criterios
SW	Menos de 5% pasa la malla No. 200; $C_u = D_{60}/D_{10}$ mayor que o igual a 6; $C_z = (D_{30})^2 / (D_{10} \times D_{60})$ entre 1 y 3
SP	Menos de 5% pasa la malla No. 200; no cumple ambos criterios para SW
SM	Más de 12% pasa la malla No. 200; los límites de Atterberg se grafican debajo de la línea *A* (figura 2.12); o índice de plasticidad menor que 4
SC	Más de 12% pasa la malla No. 200; los límites de Atterberg se grafican arriba de la línea *A* (figura 2.12); índice de plasticidad mayor que 7
SC-SM	Más de 12% pasa la malla No. 200; los límites de Atterberg caen en el área sombreada marcada CL-ML en la figura 2.12
SW-SM	Porcentaje que pasa la malla No. 200 está entre 5 y 12; cumple los criterios para SW y SM
SW-SC	Porcentaje que pasa la malla No. 200 está entre 5 y 12; cumple los criterios para SW y SC
SP-SM	Porcentaje que pasa la malla No. 200 está entre 5 y 12; cumple los criterios para SP y SM
SP-SC	Porcentaje que pasa la malla No. 200 está entre 5 y 12; cumple los criterios para SP y SC

Tabla 2.7 Sistema Unificado de Clasificación; símbolos de grupo para suelos limosos y arcillosos.

Símbolo de grupo	Criterios
CL	Inorgánico; $LL < 50$; $PI > 7$; se grafica sobre o arriba de la línea *A* (véase zona CL en la figura 2.12)
ML	Inorgánico; $LL < 50$; $PI < 4$; o se grafica debajo de la línea *A* (véase la zona ML en la figura 2.12)
OL	Orgánico; LL − seco en horno) / (LL − sin secar) ; < 0.75; $LL < 50$ (véase zona OL en la figura 2.12)
CH	Inorgánico; $LL \geq 50$; PI se grafica sobre o arriba de la línea *A* (véase la zona CH en la figura 2.12)
MH	Inorgánico; $LL \geq 50$; PI se grafica debajo de la línea *A* (véase la zona MH en la figura 2.12)
OH	Orgánico; LL − seco en horno) / (LL − sin secar) ; < 0.75; $LL \geq 50$ (véase zona OH en la figura 2.12)
CL-ML	Inorgánico; se grafica en la zona sombreada en la figura 2.12
Pt	Turba, lodos y otros suelos altamente orgánicos

Para una clasificación apropiada con este sistema, debe conocerse algo o todo de la información siguiente:

1. Porcentaje de grava, es decir, la fracción que pasa la malla de 76.2 mm y es retenida en la malla No. 4 (abertura de 4.75 mm)
2. Porcentaje de arena, es decir, la fracción que pasa la malla No. 4 (abertura de 4.75 mm) y es retenida en la malla No. 200 (abertura de 0.075 mm)
3. Porcentaje de limo y arcilla, es decir, la fracción de finos que pasan la malla No. 200 (abertura de 0.075 mm)
4. Coeficiente de uniformidad (C_u) y coeficiente de curvatura (C_z)
5. Límite líquido e índice de plasticidad de la porción de suelo que pasa la malla No. 40

Los símbolos de grupo para suelos tipo grava de grano grueso son GW, GP, GM, GC, GC-GM, GW-GM, GW-GC, GP-GM, y GP-GC. Similarmente, los símbolos de grupo para suelos de grano fino son CL, ML, OL, CH, MH, OH, CL-ML, y Pt. Damos a continuación un procedimiento paso a paso para la clasificación de suelos:

Paso 1: Determine el porcentaje de suelo que pasa la malla No. 200 (F). Si $F < 50\%$, se trata de un suelo de grano grueso, es decir, tenemos un suelo tipo grava o arenoso (donde F = porcentaje de granos más finos que la malla No. 200). Vaya al paso 2. Si $F \geq 50\%$, se trata de un suelo de grano fino. Vaya al paso 3.

Paso 2: Para un suelo de grano grueso, ($100 - F$) es la fracción gruesa en porcentaje. Determine el porcentaje de suelo que pasa la malla No. 4 y es retenido en la malla No. 200, F_1. Si $F_1 < (100 - F)/2$, entonces el suelo tiene más grava que arena, por lo que es un suelo tipo grava. Vaya a la tabla 2.5

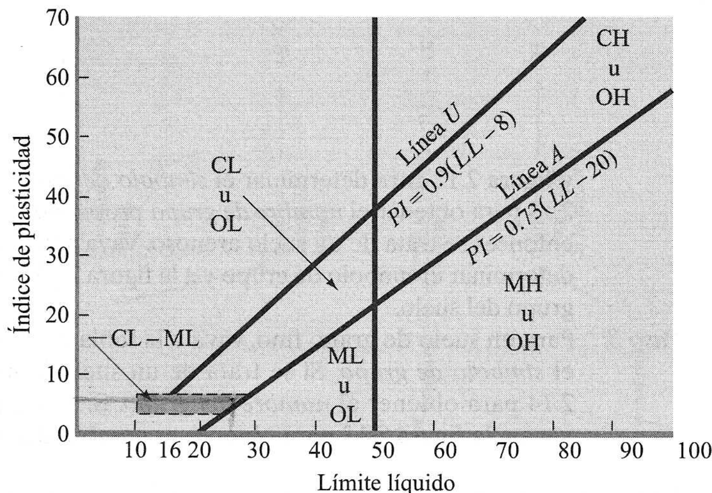


FIGURA 2.12 Carta de plasticidad.

Símbolo de grupo		Nombre de grupo
GW	< 15% arena	Grava bien graduada
	≥ 15% arena	Grava bien graduada con arena
GP	< 15% arena	Grava mal graduada
	≥ 15% arena	Grava mal graduada con arena
GW-GM	< 15% arena	Grava bien graduada con limo
	≥ 15% arena	Grava bien graduada con limo y arena
GW-GC	< 15% arena	Grava bien graduada con arcilla (o arcilla limosa)
	≥ 15% arena	Grava bien graduada con arcilla y arena (o arcilla limosa y arena)
GP-GM	< 15% arena	Grava mal graduada con limo
	≥ 15% arena	Grava mal graduada con limo y arena
GP-GC	< 15% arena	Grava mal graduada con arcilla (o arcilla limosa)
	≥ 15% arena	Grava mal graduada con arcilla y arena (o arcilla limosa y arena)
GM	< 15% arena	Grava limosa
	≥ 15% arena	Grava limosa con arena
GC	< 15% arena	Grava arcillosa
	≥ 15% arena	Grava arcillosa con arena
GC-GM	< 15% arena	Grava limo-arcillosa
	≥ 15% arena	Grava limo-arcillosa con arena
SW	< 15% grava	Arena bien graduada
	≥ 15% grava	Arena bien graduada con grava
SP	< 15% grava	Arena mal graduada
	≥ 15% grava	Arena mal graduada con grava
SW-SM	< 15% grava	Arena bien graduada con limo
	≥ 15% grava	Arena bien graduada con limo y grava
SP-SC	< 15% grava	Arena bien graduada con arcilla (o arcilla limosa)
	≥ 15% grava	Arena bien graduada con arcilla y grava (o arcilla limosa y grava)
SP-SM	< 15% grava	Arena mal graduada con limo
	≥ 15% grava	Arena mal graduada con limo y grava
SP-SC	< 15% grava	Arena mal graduada con arcilla (o arcilla limosa)
	≥ 15% grava	Arena mal graduada con arcilla y grava (o arcilla limosa y grava)
SM	< 15% grava	Arena limosa
	≥ 15% grava	Arena limosa con grava
SC	< 15% grava	Arena arcillosa
	≥ 15% grava	Arena arcillosa con grava
SC-SM	< 15% grava	Arena limo-arcillosa
	≥ 15% grava	Arena limo-arcillosa con grava

Figura 2.13 Diagrama de flujo para nombres de grupo de suelos tipo grava y arenosos (según ASTM, 1998).

y figura 2.12 para determinar el *símbolo de grupo,* y luego vaya a la figura 2.13 para obtener el *nombre de grupo* propio del suelo. Si $F_1 \geq (100 - F)/2$, entonces se trata de un suelo arenoso. Vaya a la tabla 2.6 y figura 2.12 para determinar el símbolo de grupo y a la figura 2.13 para obtener el nombre de grupo del suelo.

Paso 3: Para un suelo de grano fino, vaya a la tabla 2.7 y figura 2.12 para obtener el *símbolo de grupo.* Si se trata de un suelo inorgánico, vaya a la figura 2.14 para obtener el *nombre del grupo.* Si se trata de un suelo orgánico, vaya a la figura 2.15 para obtener el nombre del grupo.

Note que la figura 2.12 es la carta de plasticidad desarrollada por Casagrande (1948) y modificada en alguna medida aquí.

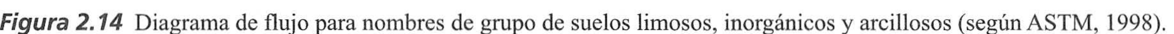


Figura 2.14 Diagrama de flujo para nombres de grupo de suelos limosos, inorgánicos y arcillosos (según ASTM, 1998).

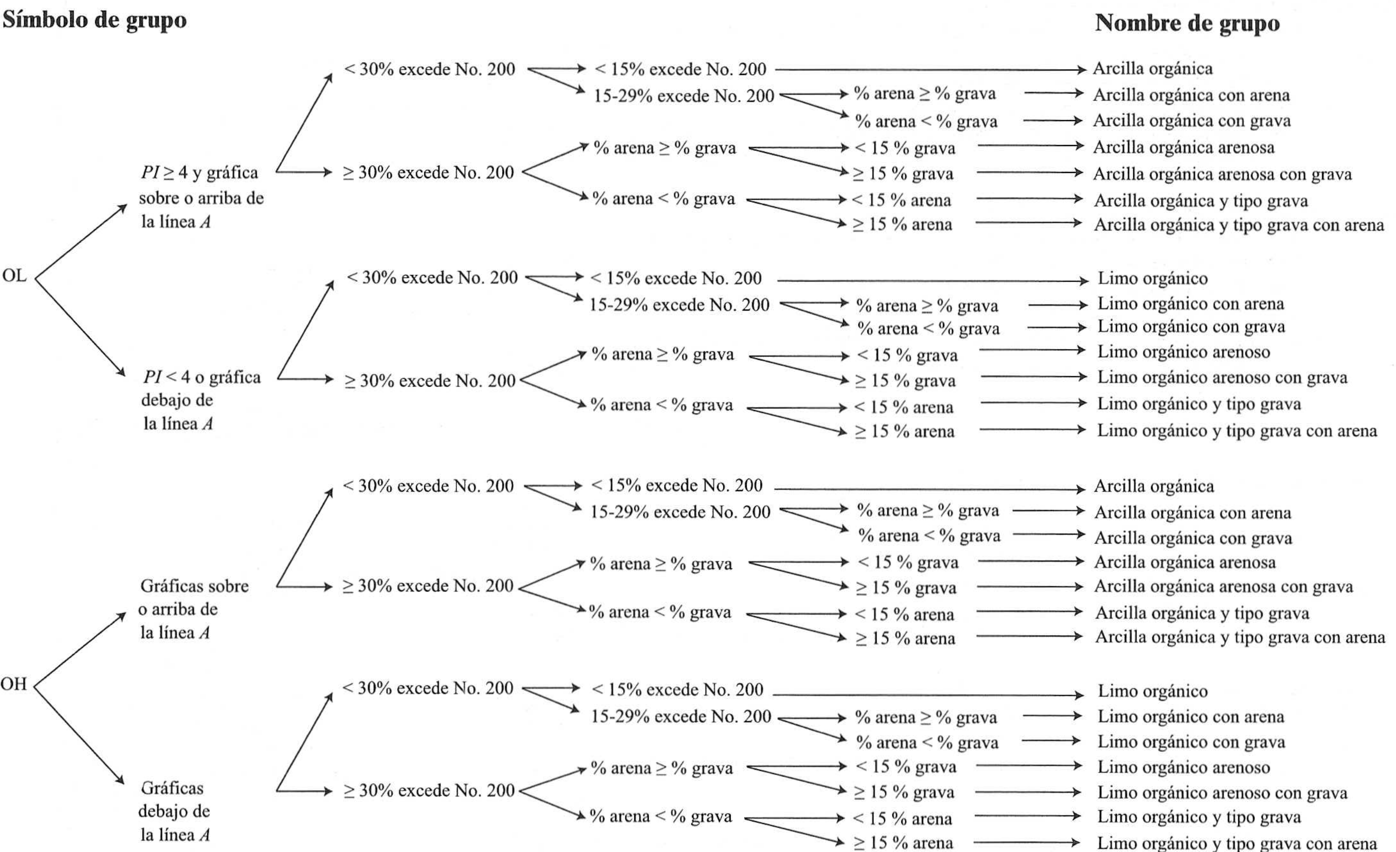


Figura 2.15 Diagrama de flujo para nombres de grupo de suelos limosos orgánicos y arcillosos (según ASTM, 1998).

EJEMPLO 2.5

Un suelo tiene los siguientes valores:

- Fracción de grava (retenida en la malla No. 4) = 30%
- Fracción de arena (pasa la malla No. 4 pero es retenida en la malla No. 200) = 40%
- Limo y arcilla (pasa la malla No. 200) = 30%
- Límite líquido = 33
- Índice de plasticidad = 12

Clasifique el suelo según el Sistema Unificado de Clasificación, dando el símbolo del grupo y el nombre del grupo.

Solución Se da $F = 30$ (esto es, < 50%); por consiguiente, se trata de un suelo de grano grueso. Además, $F_1 = 40$, por lo que

$$F_1 = 40 > \frac{100 - F}{2} = \frac{100 - 30}{2} = 35$$

y es un suelo arenoso. De la tabla 2.6 y la figura 2.12, vemos que el suelo es **SC.** Como el suelo tiene más de 15% de grava (figura 2.13), el nombre de su grupo es **arena arcillosa con grava.** ■

EJEMPLO 2.6

Un suelo tiene los siguientes valores:

- Fracción de grava (retenida en la malla No. 4) = 10%
- Fracción de arena (que pasa la malla No. 4 pero es retenida en la malla No. 200) = 82%
- Limo y arcilla (que pasa la malla No. 200) = 8%
- Límite líquido = 39
- Índice de plasticidad = 8
- $C_u = 3.9$
- $C_z = 2.1$

Clasifique el suelo de acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación, dando el símbolo del grupo y el nombre del grupo.

Solución Se da $F = 8$, por lo que se trata de un suelo de grano grueso. Además, tenemos

$$F_1 = 82 > \frac{100 - F}{2} = 46$$

Por consiguiente, es un suelo arenoso. Como F está entre 5 y 12, se necesitan símbolos duales. De la tabla 2.6 y figura 2.12, como C_u es menor que 6, el suelo es **SP-SM.** Ahora, de la figura 2.13, como el suelo contiene menos de 15% de grava, el nombre de su grupo es **arena mal graduada con limo.** ■

EJEMPLO 2.7

Para un suelo dado:

- Porcentaje que pasa la malla No. 4 = 100
- Porcentaje que pasa la malla No. 200 = 86
- Límite líquido = 55
- Índice de plasticidad = 28

Clasifique el suelo usando el Sistema Unificado de Clasificación, dando el símbolo del grupo y el nombre del grupo.

Solución El porcentaje que pasa la malla No. 200 es $F = 86$ (es decir, > 50%), por lo que es un suelo de grano fino. De la tabla 2.7 y figura 2.12, el símbolo del grupo es **CH.** De la figura 2.14, el nombre del grupo es **arcilla gruesa.** ■

Problemas

2.1 El peso húmedo de 2.83×10^{-3} m^3 de suelo es 54.3 N. Si el contenido de agua es 12% y la densidad de sólidos es 2.72, encuentre lo siguiente:
a. Peso específico húmedo (kN/m^3)
b. Peso específico seco (kN/m^3)
c. Relación de vacíos
d. Porosidad
e. Grado de saturación (%)
f. Volumen ocupado por agua (m^3)

2.2 La densidad seca de una arena con una porosidad de 0.387 es de 1600 kg/m^3. Encuentre la densidad de sólidos del suelo y la relación de vacíos del suelo.

2.3 El peso específico húmedo de un suelo es de 19.2 kN/m^3. Si $G_s = 2.69$ y el contenido de agua $w = 9.8\%$, determine los siguientes valores:
a. Peso específico seco (kN/m^3)
b. Relación de vacíos
c. Porosidad
d. Grado de saturación (%)

2.4 Para un suelo saturado $w = 40\%$ y $G_s = 2.71$; determine los pesos específicos saturado y seco en kN/m^3.

2.5 La masa de una muestra de suelo húmedo obtenido en campo es de 465 g y su masa secada en horno es de 405.76 g. La densidad de sólidos del suelo se determinó en laboratorio igual a 2.68. Si la relación de vacíos del suelo en estado natural es de 0.83, encuentre lo siguiente:
a. La densidad húmeda del suelo en el campo (kg/m^3)
b. La densidad seca del suelo en el campo (kg/m^3)
c. La masa de agua, en kilogramos, por añadirse por metro cúbico de suelo en el campo para saturarlo.

2.6 Un suelo tiene un peso específico de 19.9 kN/m^3. Se dan $G_s = 2.67$ y $w = 12.6\%$; determine los siguientes valores:
a. Peso específico seco
b. Relación de vacíos

c. Porosidad

d. El peso del agua por metro cúbico de suelo necesaria para tener una saturación completa

2.7 El peso específico saturado de un suelo es de 20.1 kN/m³. Si $G_s = 2.74$, determine los siguientes valores:

a. γ_{seco}

b. e

c. n

d. w (%)

2.8 Para un suelo, $e = 0.86$, $w = 28\%$ y $G_s = 2.72$; determine los siguientes valores:

a. Peso específico húmedo

b. Grado de saturación (%)

2.9 Para un suelo saturado, $\gamma_d = 15.3$ kN/m³ y $w = 21\%$; determine los siguientes valores:

a. γ_{sat}

b. e

c. G_s

d. $\gamma_{húm}$ cuando el grado de saturación es de 50%

2.10 Demuestre que para todo suelo, $\gamma_{sat} = \gamma_w(e/w)[(1 + w)/(1 + e)]$.

2.11 Las relaciones de vacíos máxima y mínima de una arena son 0.8 y 0.41, respectivamente. ¿Cuál es la relación de vacíos del suelo correspondiente a una compacidad relativa de 48%?

2.12 Para una arena, las relaciones de vacío máxima y mínima posibles son de 0.94 y 0.33, respectivamente, según se determinó en el laboratorio. Encuentre el peso específico húmedo de una arena compactada en el campo a una compacidad relativa de 60% y contenido de agua de 10%. Si $G_s = 2.65$, calcule también los pesos específicos secos máximo y mínimo posibles que la arena tiene.

2.13 Un suelo saturado con un volumen de 19.65 cm³ tiene una masa de 36 g. Cuando el suelo se secó, su volumen y masa fueron de 13.5 cm³ y 25 g, respectivamente. Determine el límite de contracción para el suelo.

2.14 El análisis por cribado de diez suelos y los límites líquido y plástico de la fracción que pasa por la malla No. 40 se dan en la tabla. Clasifique los suelos de acuerdo con el Sistema de Clasificación AASHTO y dé los índices de grupos.

Suelo	Análisis por cribado, porcentaje que pasa			Límite	Límite
no.	No. 10	No. 40	No. 200	líquido	plástico
1	98	80	50	38	29
2	100	92	80	56	23
3	100	88	65	37	22
4	85	55	45	28	20
5	92	75	62	43	28
6	97	60	30	25	16
7	100	55	8	—	NP
8	94	80	63	40	21
9	83	48	20	20	15
10	100	92	86	70	38

2.15 Clasifique los suelos 1-6 dados en el problema 2.14 según el Sistema Unificado de Clasificación. Dé el símbolo de grupo y el nombre de grupo para cada suelo.

2.16 Clasifique los suelos indicados en la tabla usando el Sistema de Clasificación AASHTO. Dé también los índices de grupo.

	Análisis por cribado; porcentaje que pasa				
Suelo	**No. 10**	**No. 40**	**No. 200**	**Límite líquido**	**Índice de plasticidad**
A	48	28	6	—	NP
B	87	62	30	32	8
C	90	76	34	37	12
D	100	78	8	—	NP
E	92	74	32	44	9

2.17 Clasifique los siguientes suelos usando el Sistema Unificado de Clasificación. Dé el símbolo de grupo y el nombre de grupo para cada suelo.

	Porcentaje que pasa				
Tamaño de malla	**A**	**B**	**C**	**D**	**E**
No. 4	94	98	100	100	100
No. 10	63	86	100	100	100
No. 20	21	50	98	100	100
No. 40	10	28	93	99	94
No. 60	7	18	88	95	82
No. 100	5	14	83	90	66
No. 200	3	10	77	86	45
0.01 mm	—	—	65	42	26
0.002 mm	—	—	60	47	21
Límite líquido	—	—	63	55	36
Índice de plasticidad	NP	NP	25	28	22

2.18 Clasifique los suelos dados en el problema 2.17 según el Sistema de Clasificación AASHTO. Dé los índices de grupo.

2.19 Clasifique los suelos dados en la tabla de acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación. Dé el símbolo de grupo y el nombre de grupo para cada suelo.

	Análisis por cribado porcentaje que pasa			
Suelo	No. 4	No. 200	Límite líquido	Índice de plasticidad
A	92	48	30	8
B	60	40	26	4
C	99	76	60	32
D	90	60	41	12
E	80	35	24	2

Referencias

American Association of State Highway and Transportation Officials (1982). *AASHTO Materials, Part I, Specifications,* Washington, D.C.

American Society for Testing and Materials (1998). *ASTM Book of Standards,* Sec. 4, Vol. 04.08, West Conshohocken, PA.

Casagrande, A. (1932). "Research of Atterberg Limits of Soils," *Public Roads,* Vol. 13, No. 8, 121-136.

Casagrande, A. (1948). "Classification and Identification of Soils," *Transactions,* ASCE, Vol. 113, 901-930.

Mitchell, J. K. (1976). *Fundamentals of Soil Behavior,* Wiley, New York.

Seed, H. B., Woodward, R. J., and Lundgren, R. (1964). "Fundamental Aspects of the Atterberg Limits," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division,* ASCE, Vol. 90, No. SM6, 75-105.

Skempton, A. W. (1953). "The Colloidal Activity of Clays," *Proceedings,* 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London, Vol. 1, 57-61.

Referencias suplementarias para estudio adicional

Collins, K., and McGown, A. (1974), "The Form and Function of Microfabric Features in a Variety of Natural Soils," *Geotechnique,* Vol. 24, No. 2, 223-254.

Lambe, T. W. (1958). "The Structure of Compacted Clay," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division,* ASCE, Vol. 85, No. SM2, 1654-1-1654-35.

Pusch, R. (1978). "General Report on Physico-Chemical Processes Which Affect Soil Structure and Vice Versa," *Proceedings,* International Symposium on Soil Structure, Gothenburg, Sweden, Appendix, 33.

Yong, R. N., and Sheeran, D. E. (1973), "Fabric Unit Interaction and Soil Behavior," *Proceedings,* International Symposium on Soil Structure, Gothenburg, Sweden, 176-183.

Youd, T. L. (1973). "Factors Controlling Maximum and Minimum Densities of Sand," *Special Technical Publication No. 523,* ASTM, 98-122.

3

Compactación de suelos

En la construcción de terraplenes para carreteras, presas de tierra y muchas otras estructuras de la ingeniería, los suelos sueltos deben ser compactados para incrementar sus pesos específicos. La compactación incrementa las características de resistencia de los suelos, aumentando así la capacidad de carga de las cimentaciones construidas sobre ellos. La compactación disminuye también la cantidad de asentamientos indeseables de las estructuras e incrementa la estabilidad de los taludes de los terraplenes. Los rodillos de ruedas lisas, los rodillos patas de cabra, los rodillos con neumáticos de hule y los rodillos vibratorios son usados generalmente en el campo para la compactación del suelo. Los rodillos vibratorios se usan principalmente para la densificación de los suelos granulares. Este capítulo analiza los principios de la compactación de suelos en el laboratorio y en el campo.

3.1 Compactación; principios generales

En general, la compactación es la densificación del suelo por remoción de aire, lo que requiere energía mecánica. El grado de compactación de un suelo se mide en términos de su peso específico seco. Cuando se agrega agua al suelo durante la compactación, ésta actúa como un agente ablandador de las partículas del suelo, que hace que se deslicen entre sí y se muevan a una posición de empaque más denso. El peso específico seco después de la compactación se incrementa primero conforme aumenta el contenido de agua (figura 3.1). Note que a un contenido de agua $w = 0$, el peso específico húmedo (γ) es igual al peso específico seco (γ_d), o

$$\gamma = \gamma_{d(w=0)} = \gamma_1$$

Cuando el contenido de agua es gradualmente incrementado y se usa el mismo esfuerzo compactador para la compactación, el peso de los sólidos del suelo en un volumen unitario crece en forma gradual. Por ejemplo, en $w = w_1$, el peso específico húmedo es igual a

$$\gamma = \gamma_2$$

Sin embargo, el peso específico seco bajo este contenido de agua está dado por

$$\gamma_{d(w=w_1)} = \gamma_{d(w=0)} + \Delta\gamma_d$$

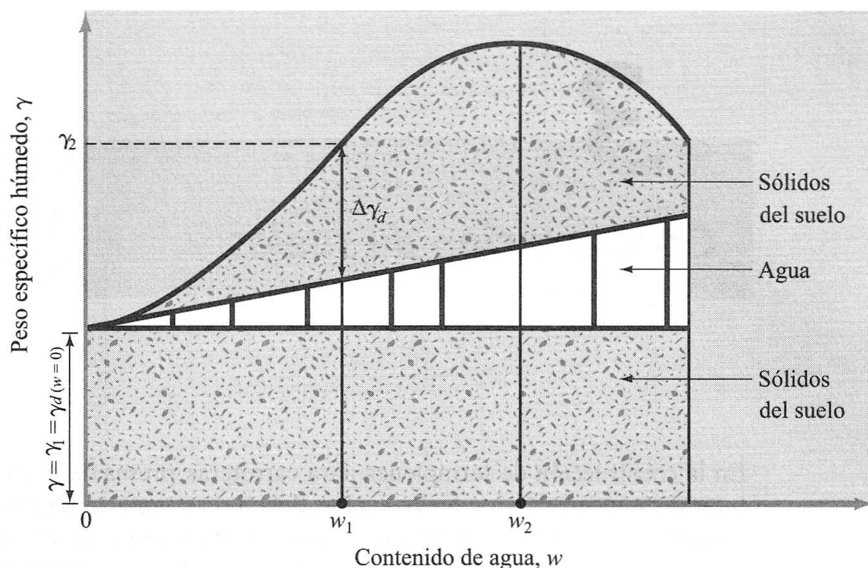


FIGURA 3.1 Principios de compactación.

Más allá de un cierto contenido de agua $w = w_2$, (figura 3.1), cualquier incremento en el contenido de agua tiende a reducir el peso específico seco, debido a que el agua toma los espacios que podrían haber sido ocupados por las partículas sólidas. El contenido de agua bajo el cual se alcanza el máximo peso específico seco se llama *contenido de agua óptimo.*

La prueba de laboratorio usada generalmente para obtener el peso específico seco máximo de compactación y el contenido de agua óptimo es la prueba *Proctor de compactación* (Proctor, 1933). Su procedimiento se describe en la siguiente sección.

3.2 Prueba Proctor estándar

En la Prueba Proctor, el suelo es compactado en un molde que tiene un volumen de 943.3 cm^3. El diámetro del molde es de 101.6 mm. Durante la prueba de laboratorio, el molde se une a una placa de base en el fondo y a una extensión en la parte superior (figura 3.2a). El suelo se mezcla con cantidades variables de agua y luego se compacta (figura 3.3) en tres capas iguales por medio de un pisón (figura 3.2b) que transmite 25 golpes a cada capa. El pisón pesa 24.4 N y tiene una altura de caída de 304.8 mm. Para cada prueba, el peso específico húmedo de compactación γ se calcula como

$$\gamma = \frac{W}{V_{(m)}} \tag{3.1}$$

donde W = peso del suelo compactado en el molde
$V_{(m)}$ = volumen del molde (= 943.3 cm^3)

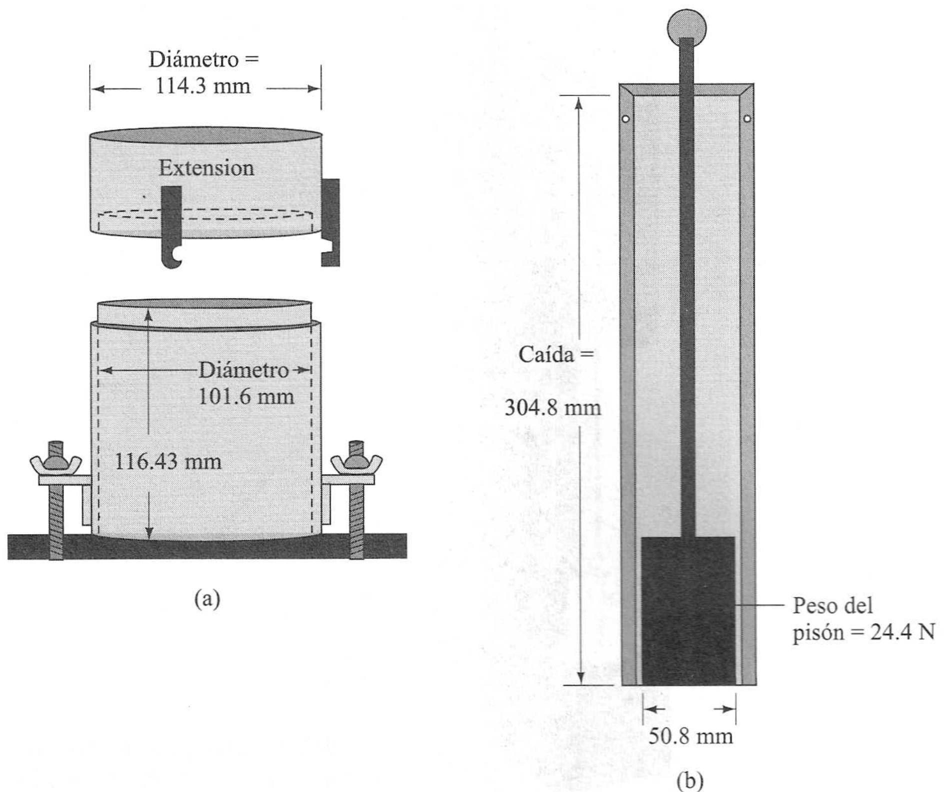


FIGURA 3.2 Equipo de la prueba Proctor estándar: (a) molde; (b) pisón.

Para cada prueba, el contenido de agua del suelo compactado se determina en el laboratorio. Con un contenido de agua conocido, el peso específico seco γ_d se calcula con la ecuación

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + \frac{w\,(\%)}{100}} \tag{3.2}$$

donde w (%) = porcentaje de contenido de agua.

Los valores de γ_d determinados con la ecuación (3.2) se grafican contra los correspondientes contenidos de agua para obtener el peso específico seco máximo y el contenido de agua óptimo para el suelo. La figura 3.4 muestra una tal compactación para suelo de arcilla limosa.

El procedimiento para la Prueba Proctor Estándar se da en la prueba D-698 de la ASTM y en la prueba T-99 de la AASHTO.

Para un contenido de agua dado, el peso específico seco máximo teórico se obtiene cuando no existe aire en los espacios vacíos, es decir, cuando el grado de saturación es igual a 100%. Así entonces, el peso específico seco máximo a un contenido de agua dado,

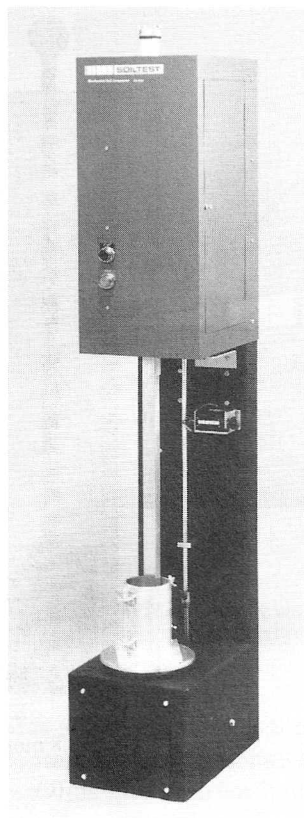


FIGURA 3.3 Prueba Proctor estándar que usa un compactador mecánico (cortesía de ELE International / Soiltest Products Division, Lake Bluff, Illinois).

con cero vacíos de aire se expresa como

$$\gamma_{zav} = \frac{G_s \gamma_w}{1 + e}$$

donde γ_{zav} = peso específico con cero vacíos de aire
γ_w = peso específico del agua
e = relación de vacíos
G_s = densidad de sólidos del suelo

Para 100 % de saturación, $e = wG_s$, por lo que

$$\gamma_{zav} = \frac{G_s \gamma_w}{1 + wG_s} = \frac{\gamma_w}{w + \frac{1}{G_s}} \tag{3.3}$$

donde w = contenido de agua.

Para obtener la variación de γ_{zav} con el contenido de agua, use el siguiente procedimiento:

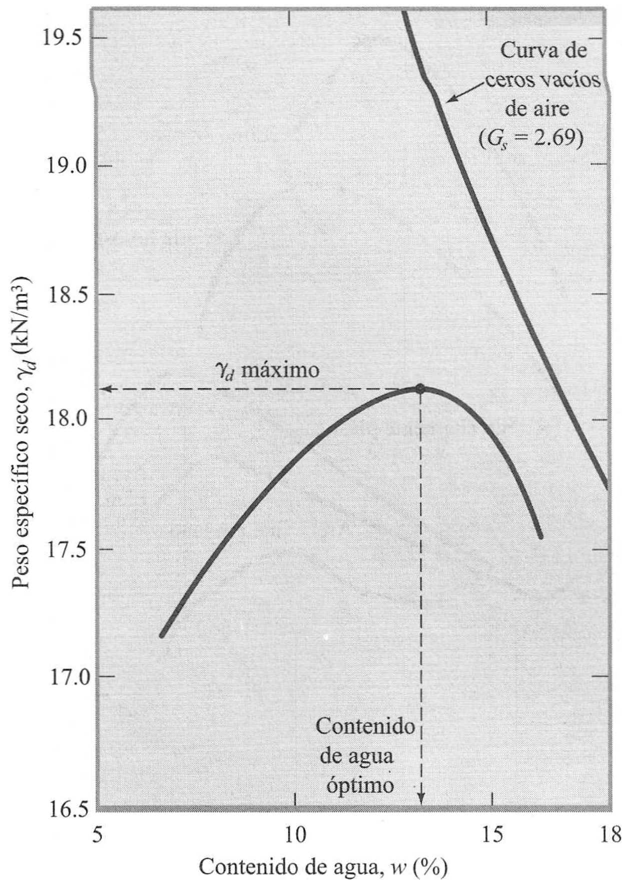


FIGURA 3.4 Resultados de la prueba de compactación Proctor estándar para una arcilla limosa.

1. Determine la densidad de sólidos del suelo.
2. Determine el peso específico del agua (γ_w).
3. Suponga varios valores de w, tales como 5%, 10%, 15%, etc.
4. Use la ecuación (3.3) para calcular γ_{zav} para varios valores de w.

La figura 3.4 muestra también la variación de γ_{zav} con el contenido de agua y su posición relativa con respecto a la curva de compactación. Bajo ninguna circunstancia, alguna parte de la curva de compactación debe encontrarse a la derecha de la curva de cero vacíos de aire.

3.3 Factores que afectan la compactación

La sección anterior mostró que el contenido de agua tiene una gran influencia en el grado de compactación logrado para un suelo dado. Además de esto, otros factores importantes que afectan la compactación son el tipo de suelo y el esfuerzo de compactación (energía por volumen unitario). La importancia de cada uno de esos dos factores se describe con más detalle en esta sección.

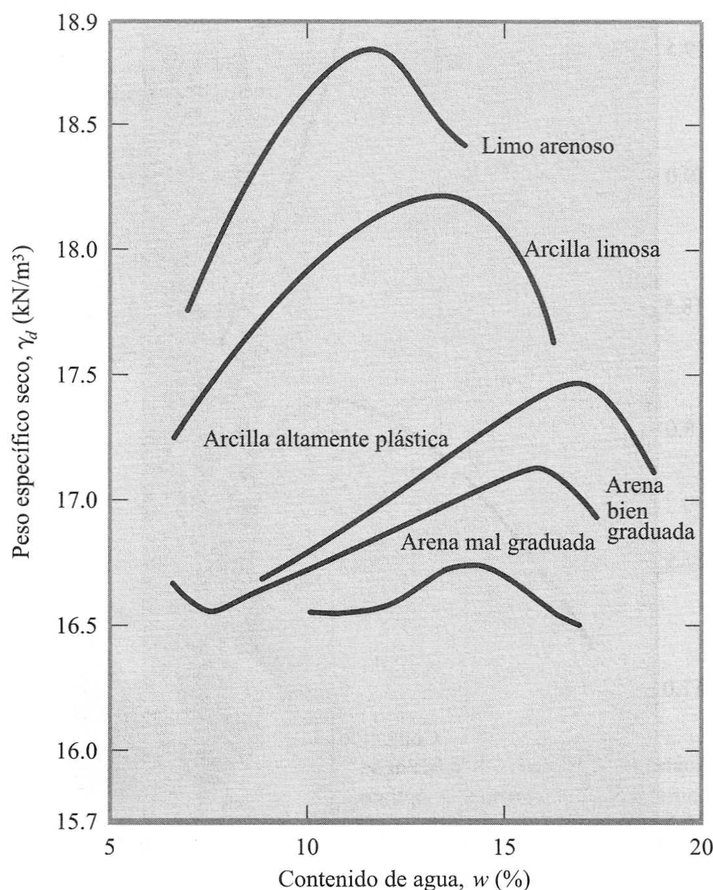


FIGURA 3.5 Curvas típicas de compactación para cinco suelos diferentes (D-698 de la ASTM).

Efectos del tipo de suelo

El tipo de suelo, es decir, su distribución granulométrica, la forma de los granos del suelo, la densidad de sólidos del suelo y la cantidad y tipo de minerales arcillosos presentes, tiene una gran influencia en el peso específico seco máximo y en el contenido de agua óptimo. La figura 3.5 muestra curvas típicas de compactación para cinco suelos diferentes. Las pruebas de laboratorio fueron conducidas de acuerdo con la prueba D-698 de la ASTM.

Note que la curva de compactación en forma de campana, mostrada en la figura 3.4, es típica de la mayoría de los suelos arcillosos. La figura 3.5 muestra que, para arenas, el peso específico seco tiene una tendencia general a decrecer primero, conforme el contenido de agua crece, y luego a incrementarse a un valor máximo con aumentos de agua. El decremento inicial del peso específico seco con un incremento del contenido de agua se atribuye al efecto de la tensión capilar. A bajos contenidos de agua, la tensión capilar

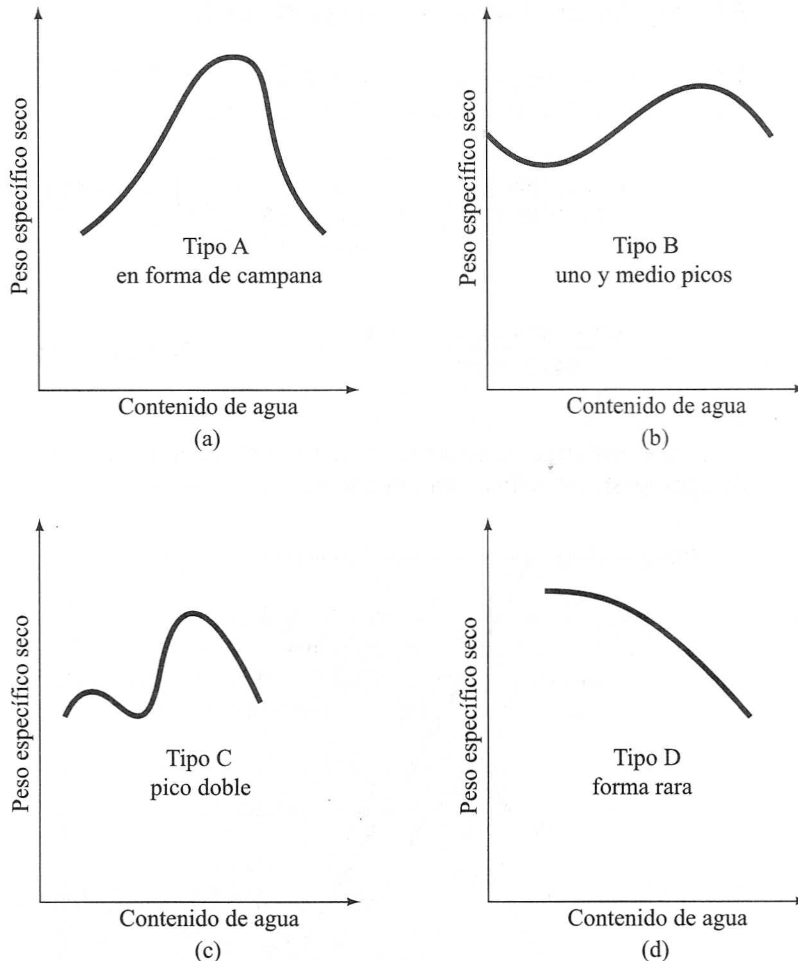


FIGURA 3.6 Varios tipos de curvas de compactación encontradas en suelos.

en los poros inhibe la tendencia de las partículas de suelo a moverse alrededor y ser compactadas densamente.

Lee y Suedkamp (1972) estudiaron las curvas de compactación de 35 muestras de suelos diferentes, observando cuatro tipos diferentes de curvas de compactación, como muestra la figura 3.6. Las curvas de compactación tipo A son aquellas que tienen un solo pico, y se encuentran generalmente en suelos que tienen un límite líquido de entre 30 y 70. La curva tipo B es una curva con un pico y medio y la curva C es una curva de tipo pico doble. Las curvas de compactación tipos B y C se encuentran en suelos que tienen un límite líquido menor a aproximadamente 30. Las curvas de compactación tipo D son aquellas que no tienen un pico definido y se designan como tipo raro. Los suelos con un límite líquido mayor a aproximadamente 70 exhiben curvas de compactación del tipo C o D. Los suelos que producen curvas del tipo C y D no son muy comunes.

Efecto del esfuerzo de compactación

La energía de compactación por volumen unitario E usada para la Prueba Proctor Estándar descrita en la sección 3.2 se da como

$$E = \frac{\begin{pmatrix}\text{número}\\ \text{de golpes}\\ \text{por capa}\end{pmatrix} \times \begin{pmatrix}\text{número}\\ \text{de}\\ \text{capas}\end{pmatrix} \times \begin{pmatrix}\text{peso}\\ \text{del}\\ \text{martillo}\end{pmatrix} \times \begin{pmatrix}\text{altura de}\\ \text{caída del}\\ \text{martillo}\end{pmatrix}}{\text{volumen del molde}} \tag{3.4}$$

o

$$E = \frac{(25)(3)(24.4)(0.3048\text{ m})}{943.3 \times 10^{-6}\text{ m}^3} = 591.3 \times 10^3 \text{ N-m/m}^3 = 591.3 \text{ kN-m/m}^3$$

Si el esfuerzo de compactación por volumen unitario de suelo es alterado, la curva de agua-peso específico cambiará también. Esto se demuestra con ayuda de la figura 3.7.

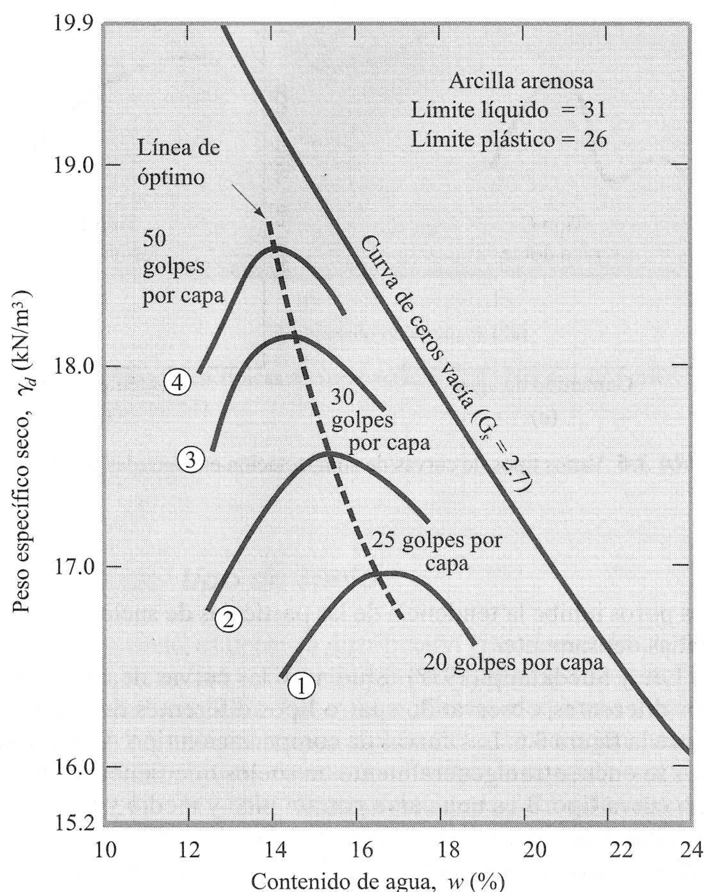


FIGURA 3.7 Efectos de la energía de compactación sobre la compactación de una arcilla arenosa.

Tabla 3.1 Energía de compactación para las pruebas mostradas en la figura 3.7.

Número de curva en la figura 3.7	Número de golpes por capa	Energía de compactación (kN-m/m^3)
1	20	473.0
2	25	591.3
3	30	709.6
4	50	1182.6

que muestra cuatro curvas de compactación para una arcilla arenosa. El molde y pisón de la Proctor estándar se usaron para obtener las curvas de compactación. El número de capas de suelo usadas para compactación fue de tres para todos los casos. Sin embargo, el número de golpes del pisón para cada capa varió entre 20 y 50. La energía de compactación usada por volumen unitario de suelo para cada curva se calcula fácilmente usando la ecuación (3.4). Esos valores están dados en la tabla 3.1.

De ésta y la figura 3.7 logramos dos conclusiones:

1. Conforme se incrementa el esfuerzo de compactación, el peso específico seco máximo de compactación también aumenta.
2. Conforme se incrementa el esfuerzo de compactación, el contenido de agua óptimo disminuye en alguna medida.

Los enunciados anteriores son verdaderos para todos los suelos. Sin embargo, note que el grado de compactación no es directamente proporcional al esfuerzo de compactación.

3.4 Prueba Proctor modificada

Con el desarrollo de rodillos pesados y su uso en la compactación de campo, la Prueba Proctor Estándar fue modificada para representar mejor las condiciones de campo. A ésta se le llama *prueba Proctor modificada* (Prueba D-1557 de la ASTM y Prueba T-180 de la AASHTO). Para llevar a cabo la prueba Proctor modificada se usa el mismo molde, con un volumen de 943.3 cm^3, como en el caso de la prueba Proctor estándar. Sin embargo, el suelo es compactado en cinco capas por un pisón que pesa 44.5 N. La caída del martillo es de 457.2 mm. El número de golpes de martillo por capa es de 25 como en el caso de la prueba Proctor estándar. La figura 3.8 muestra un martillo usado para la prueba Proctor modificada. La energía de compactación por volumen unitario de suelo en la prueba modificada se calcula como

$$E = \frac{(25\,\text{golpes / capa})(5\ \text{capas})(44.5 \times 10^{-3}\,\text{kN})(0.4572\,\text{m})}{943.3 \times 10^{-6}\,\text{m}^3} = 2696\ \text{kN-m/m}^3$$

Debido a que incrementa el esfuerzo de compactación, la prueba Proctor modificada resulta en un incremento del peso específico seco máximo del suelo. El incremento del peso específico seco máximo es acompañado por un decremento del contenido de agua óptimo.



FIGURA 3.8 Pisón usado para la prueba Proctor modificada (cortesía de ELE International/ Soiltest Products Division, Lake Bluff, Illinois).

En lo anterior, las especificaciones dadas para las pruebas Proctor adoptadas por las ASTM y AASHTO respecto al volumen del molde (943.3 cm^3) y el número de golpes (25 golpes/capa), son generalmente las adoptadas para los suelos de grano fino que pasan la malla No. 4. Sin embargo, bajo cada designación de prueba, tres métodos sugeridos diferentes reflejan el tamaño del molde, el número de golpes por capa y el tamaño máximo de partícula en un suelo usado para pruebas. En las tablas 3.2 y 3.3 se da un resumen de los métodos de prueba.

EJEMPLO 3.1

Los datos de prueba de laboratorio para una prueba Proctor estándar se dan en la tabla. Encuentre el peso específico seco máximo y el contenido de agua óptimo.

Volumen del molde Proctor (cm^3)	Masa de suelo húmedo en el molde (kg)	Contenido de agua (%)
943.3	1.76	12
943.3	1.86	14
943.3	1.92	16
943.3	1.95	18
943.3	1.93	20
943.3	1.90	22

Tabla 3.2 Especificaciones para la prueba Proctor estándar (basadas en las 698-91 de la ASTM).

Concepto	Método A	Método B	Método C
Diámetro del molde	101.6 mm	101.6 mm	152.4 mm
Volumen del molde	943.3 cm^3	943.3 cm^3	2124 cm^3
Peso del pisón	24.4 N	24.4 N	24.4 N
Altura de caída del pisón	304.8 mm	304.8 mm	304.8 mm
Número de golpes del pisón por capa de suelo	25	25	56
Número de capas de compactación	3	3	3
Energía de compactación	591.3 kN-m/m^3	591.3 kN-m/m^3	591.3 kN-m/m^3
Suelo por usarse	Porción que pasa la malla No. 4 (4.57 mm). Se usa si 20% *o menos* por peso de material es retenido en la malla No. 4.	Porción que pasa la malla de 9.5 mm. Se usa si el suelo retenido en la malla No. 4 *es más* del 20%, y 20% *o menos* por peso es retenido en la malla de 9.5 mm.	Porción que pasa la malla de 19 mm. Se usa si *más de* 20% por peso de material es retenido en la malla de 9.5 mm, y *menos de* 30% por peso es retenido en la malla de 19 mm.

Tabla 3.3 Especificaciones para la prueba Proctor estándar (basadas en las 1557-91 de la ASTM).

Concepto	Método A	Método B	Método C
Diámetro del molde	101.6 mm	101.6 mm	152.4 mm
Volumen del molde	943.3 cm^3	943.3 cm^3	2124 cm^3
Peso del pisón	44.5 N	44.5 N	44.5 N
Altura de caída del pisón	457.2 mm	457.2 mm	457.2 mm
Número de golpes del pisón por capa de suelo	25	25	56
Número de capas de compactación	5	5	5
Energía de compactación	2696 kN-m/m^3	2696 kN-m/m^3	2696 kN-m/m^3
Suelo por usarse	Porción que pasa la malla No. 4 (4.57 mm). Se usa si 20% *o menos* por peso de material es retenido en la malla No. 4.	Porción que pasa la malla de 9.5 mm. Se usa si el suelo retenido en la malla No. 4 *es más* del 20%, y 20% *o menos* por peso es retenido en la malla de 9.5 mm.	Porción que pasa la malla de 19 mm. Se usa si *más de* 20% por peso de material es retenido en la malla de 9.5 mm, y *menos de* 30% por peso es retenido en la malla de 19 mm.

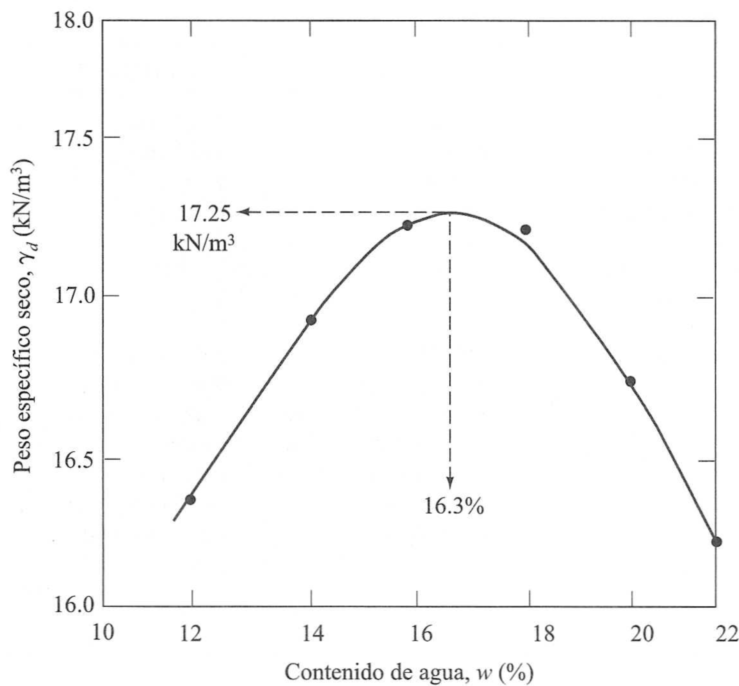


FIGURA 3.9

Solución Podemos preparar la siguiente tabla:

Volumen, V (cm³)	Peso de suelo húmedo, W* (N)	Peso específico húmedo $\gamma^{\dagger}$ (kN/m³)	Contenido de agua, w (%)	Peso específico seco, γ_d‡ (kN/m³)
943.3	17.27	18.3	12	16.34
943.3	18.25	19.3	14	16.93
943.3	18.84	20.0	16	17.24
943.3	19.13	20.3	18	17.20
943.3	18.93	20.1	20	16.75
943.3	18.64	19.8	22	16.23

* W = masa (en kg) × 9.81

† $\gamma = \dfrac{W}{V}$

‡ $\gamma_d = \dfrac{\gamma}{1 + \dfrac{w\%}{100}}$

La gráfica de γ_d *versus* w se muestra en la figura 3.9. De la gráfica, observamos:

Peso específico seco máximo = **17.25 kN/m³**

Contenido de agua óptimo = **16.3 %** ■

3.5 Estructura del suelo cohesivo compactado

Lambe (1958) estudió el efecto de la compactación sobre la estructura de los suelos arcillosos. Los resultados de sus estudios están ilustrados en la figura 3.10. Si la arcilla es compactada con un contenido de agua del lado seco del óptimo, representado por el punto *A*, ésta adquiere una estructura floculenta, debido a que con un contenido de agua bajo, las capas dobles difusas de iones que rodean a las partículas de arcilla no están totalmente desarrolladas; por consiguiente, la repulsión entre partículas se reduce. La menor repulsión conduce a una orientación más al azar de las partículas y a un peso específico seco más bajo. Cuando el contenido de agua de compactación se incrementa, como se muestra por el punto *B*, las capas dobles difusas alrededor de las partículas se expanden, incrementado así la repulsión entre las partículas de arcilla y dando un menor grado de floculación y un peso específico seco más alto. Un incremento continuado del contenido de agua de *B* a *C* expande más aún las capas dobles, lo que resulta en un incremento continuado de la repulsión entre las partículas. Una mayor repulsión da un grado aún mayor de orientación a las partículas y una más o menos estructura dispersa.

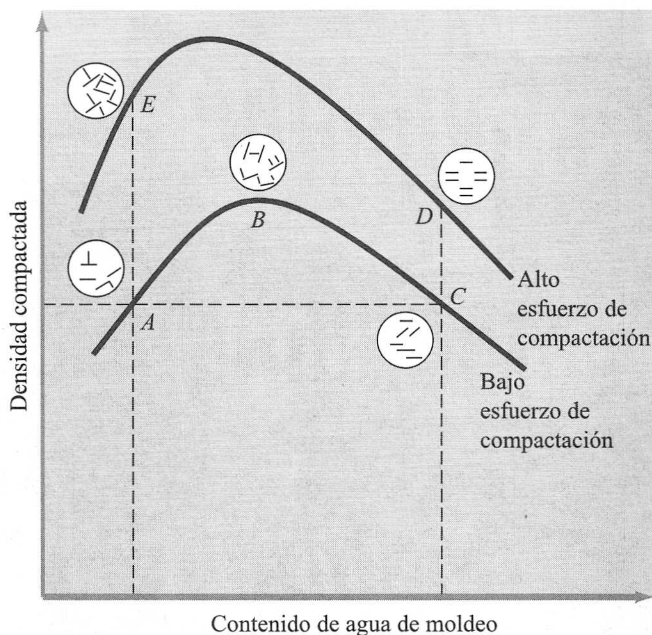


FIGURA 3.10 Efecto de la compactación sobre la estructura de suelos de arcilla (Lambe, 1958; redibujado).

Sin embargo, el peso específico seco disminuye porque el agua añadida diluye la concentración de los sólidos del suelo por volumen unitario.

Para un contenido de agua dado, un esfuerzo de compactación mayor tiende a dar una orientación más paralela a las partículas de arcilla, generándose así una estructura más dispersa. Las partículas quedan más cercanas entre sí y el suelo adquiere un peso específico de compactación mayor. Esto se ve comparando el punto A con el punto E en la figura 3.10.

Las observaciones sobre la microestructura del suelo cohesivo compactado, como se ha visto aquí, tienen implicaciones prácticas: la compactación del lado seco del óptimo produce una estructura floculada que típicamente da mayor resistencia, rigidez, fragilidad y permeabilidad, mientras que la compactación del lado húmedo del óptimo produce una estructura dispersa que típicamente da menor resistencia, rigidez, fragilidad y permeabilidad pero más ductilidad. En consecuencia, la compactación del lado seco del óptimo es usualmente más apropiada para la construcción de cimentaciones, mientras que la compactación del lado húmedo del óptimo es más apropiada para la construcción de delantales de rellenos y otras barreras contra la infiltración.

3.6 Compactación en campo

La mayor parte de las compactaciones de campo se hacen con compactadores de rodillos, de los cuales hay cuatro tipos.

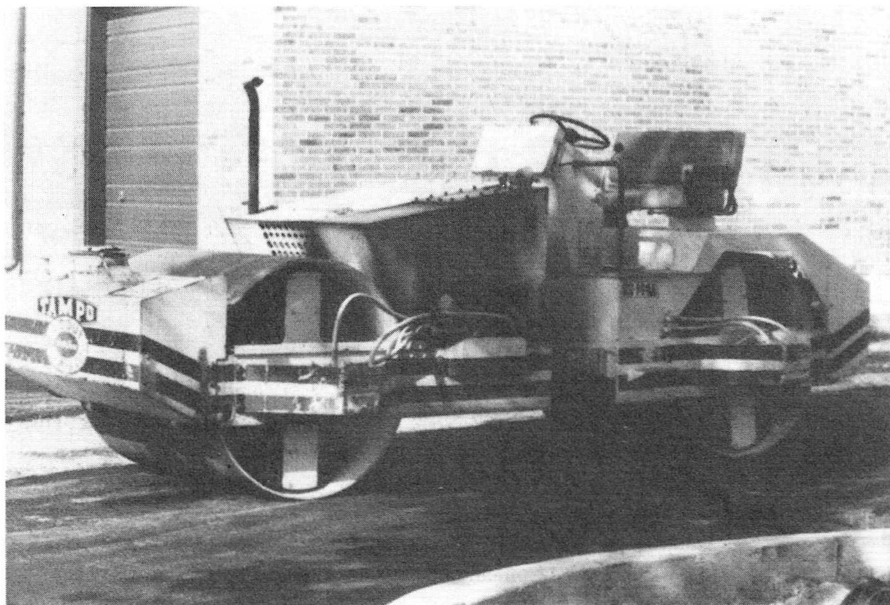


FIGURA 3.11 Compactador de ruedas lisas (cortesía de David A. Carroll, Austin, Texas).

1. Compactador de rodillos de rueda lisa (o rodillos de tambor liso)
2. Compactador de neumáticos de hule
3. Compactador con rodillos de pata de cabra
4. Compactador de rodillos vibratorios

Los compactadores de rodillos lisos (figura 3.11) son apropiados para rodadas de prueba de subrasantes y para la operación final de rellenos con suelos arenosos y arcillosos. Éstos cubren el 100% bajo las ruedas con presiones de contacto con el suelo de 310 hasta 380 kN/m^2, y no son apropiados para producir altos pesos específicos de compactación al usarse en capas gruesas.

Los compactadores con neumáticos de hule (figura 3.12) son mejores en muchos aspectos que las de rodillos lisos. Los primeros tienen varias hileras de neumáticos, que van colocados cerca uno de otro, cuatro a seis en una hilera. La presión de contacto bajo los neumáticos varía entre 600 y 700 kN/m^2 y su cobertura es aproximadamente de 70% a 80%. Los rodillos con neumáticos se usan para la compactación de suelos arenosos y arcillosos. La compactación se logra por una combinación de presión y acción de amasamiento.



FIGURA 3.12 Compactador de neumáticos de hule (cortesía de David A. Carroll, Austin, Texas).



FIGURA 3.13 Compactador de rodillo pata de cabra (cortesía de David A. Carroll, Austin, Texas).

Los rodillos pata de cabra (figura 3.13) son tambores con un gran número de protuberancias. El área de cada una de esas protuberancias varía entre 25 y 85 cm^2. Los rodillos pata de cabra tienen su mayor efectividad en la compactación de suelos arcillosos. La presión de contacto bajo las protuberancias varía entre 1380 y 6900 kN/m^2. Durante la compactación en el campo, las pasadas iniciales compactan la porción inferior de una capa. Las porciones superior y media de una capa se compactan en una etapa posterior.

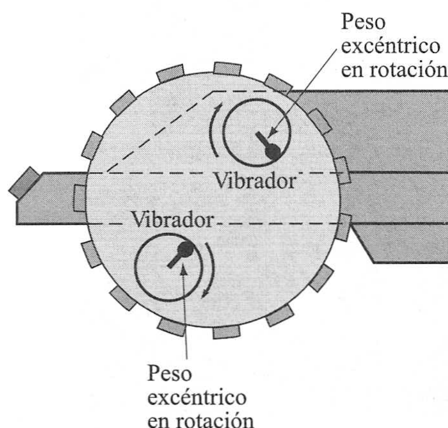


FIGURA 3.14 Principios de rodillos vibratorios.

Los rodillos vibratorios son muy eficientes en la compactación de suelos granulares. Los vibradores se unen a los rodillos lisos, a los de neumáticos o a los rodillos pata de cabra para suministrar efectos vibratorios al suelo. La figura 3.14 muestra los principios de los rodillos vibratorios. La vibración es producida girando pesos excéntricos.

Las placas vibratorias manuales se usan para la compactación efectiva de suelos granulares sobre un área limitada. Las placas vibratorias también se montan sobre maquinaria, y se usan en áreas menos restringidas.

En adición al tipo de suelo y contenido de agua, se consideran otros factores para alcanzar el peso específico deseado por compactación en el campo. Esos factores incluyen el espesor de la capa, la intensidad de la presión aplicada por el equipo compactador, y el área sobre la cual se aplica la presión; que es aplicada en la superficie

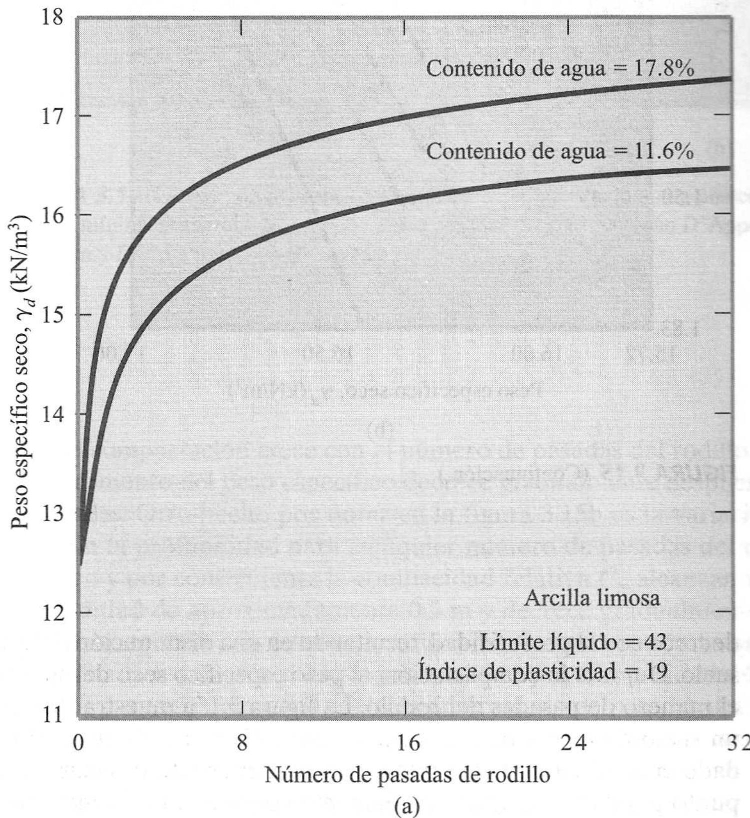


FIGURA 3.15 (a) Curvas de crecimiento para una arcilla limosa; relación entre el peso específico seco y el número de pasadas de un rodillo de 84.5 kN de tres ruedas cuando es compactada en capas sueltas de 229 mm bajo diferentes contenidos de agua (según Johnson y Sallberg, 1960; redibujado); (b) compactación por vibración de una arena; variación del peso específico seco con el número de pasadas de un rodillo; espesor de la capa = 2.44 m (según D'Appolonia, Whitman y D'Appolonia, 1969; redibujado).

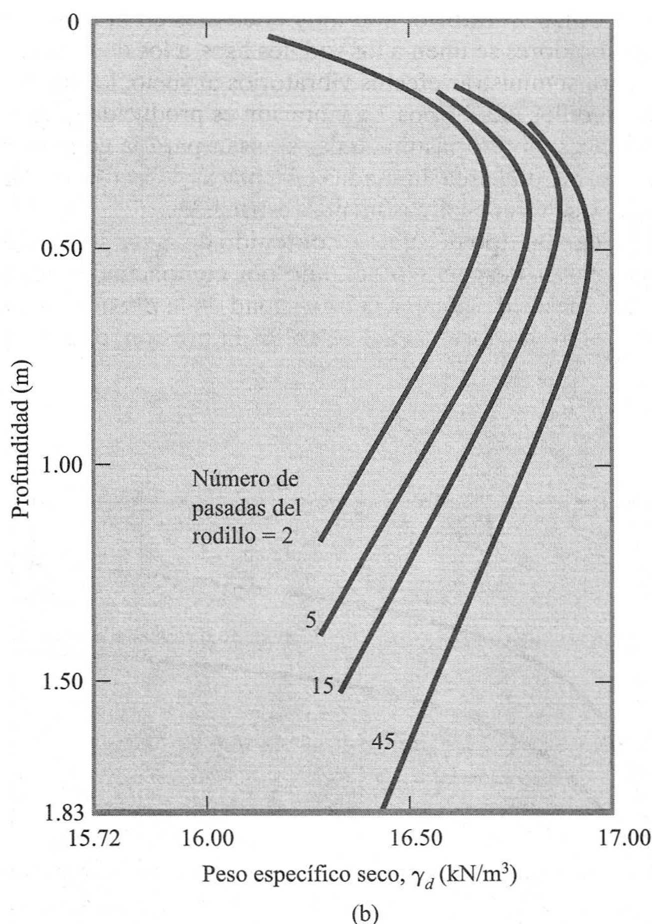


FIGURA 3.15 (Continuación.)

decrece con la profundidad, resultando en una disminución del grado de compactación del suelo. Durante la compactación, el peso específico seco del suelo también es afectado por el número de pasadas del rodillo. La figura 3.15a muestra las curvas de crecimiento para un suelo de arcilla limosa. El peso específico seco de un suelo a un contenido de agua dado crecerá hasta cierto punto con el número de pasadas del rodillo. Más allá de este punto permanecerá aproximadamente constante. En la mayoría de los casos, de 10 a 15 pasadas del rodillo darán el máximo peso específico seco económicamente alcanzable.

La figura 3.15b muestra la variación del peso específico de compactación con la profundidad para una arena de duna mal graduada, cuya compactación se logró con un rodillo de tambor vibratorio. La vibración se produjo montando un peso excéntrico sobre un eje rotatorio simple dentro del cilindro del tambor. El peso del rodillo usado para esta compactación fue de 55.6 kN y el diámetro del tambor fue de 1.19 m. Las capas se mantuvieron de 2.44 m. Note que, a cualquier profundidad dada, el peso específico

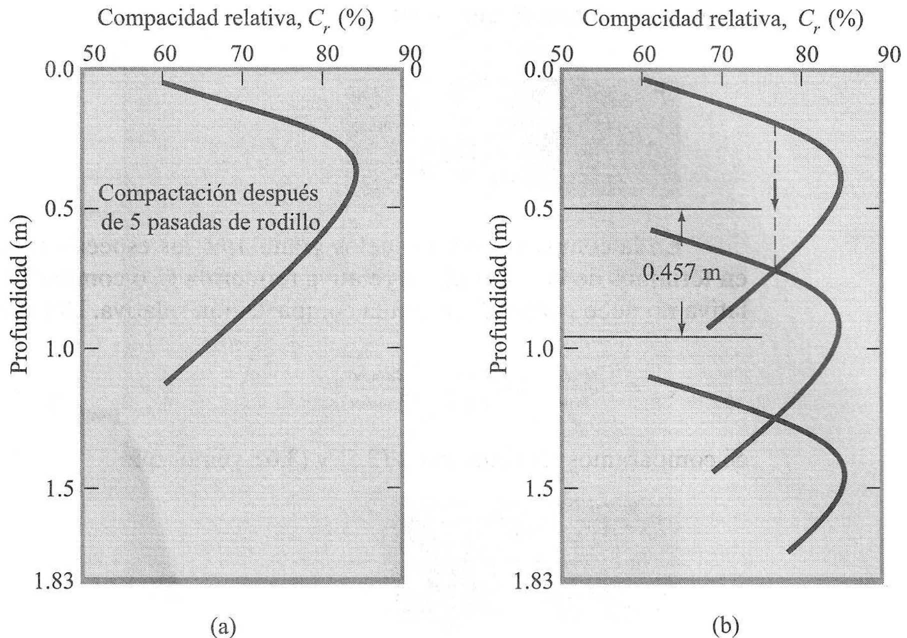


FIGURA 3.16 Estimación del espesor de la capa de compactación para una compacidad relativa mínima requerida de 75% con cinco pasadas de rodillo (según D'Appolonia, Whitman y D'Appolonia, 1969).

seco de compactación crece con el número de pasadas del rodillo. Sin embargo, la razón del incremento del peso específico decrece gradualmente después de aproximadamente 15 pasadas. Otro hecho por notar en la figura 3.15b es la variación del peso específico seco con la profundidad para cualquier número de pasadas del rodillo. El peso específico seco y por consiguiente la compacidad relativa C_r, alcanzan valores máximos a una profundidad de aproximadamente 0.5 m y decrece gradualmente a menores profundidades, esto se debe a la falta del confinamiento de la presión hacia la superficie. Una vez determinada la relación entre la profundidad y la compacidad relativa (o peso específico seco) para un suelo dado con un número dado de pasadas del rodillo, es fácil estimar el espesor aproximado de cada capa. Este procedimiento se muestra en la figura 3.16 (D'Appolonia, Whitman y D'Appolonia, 1969).

3.7 Especificaciones para compactación en campo

En la mayoría de la especificaciones para trabajos de terracerías, una estipulación es que el contratista debe lograr un peso específico seco por compactación en campo del 90% al 95% del peso específico seco máximo determinado en laboratorio por la prueba Proctor estándar o por la modificada. Esta especificación es, de hecho, para una com-

pactación relativa R, que se expresa como

$$R(\%) = \frac{\gamma_{d\,(\text{campo})}}{\gamma_{d\,(\text{máx}-\text{lab})}} \times 100 \tag{3.5}$$

En la compactación de suelos granulares, las especificaciones se escriben a veces en términos de la compacidad relativa requerida C_r o compactación. La compacidad relativa no debe confundirse con la compactación relativa. Del capítulo 2, escribimos

$$C_r = \left[\frac{\gamma_{d\,(\text{campo})} - \gamma_{d\,(\text{mín})}}{\gamma_{d\,(\text{máx})} - \gamma_{d\,(\text{mín})}}\right]\left[\frac{\gamma_{d\,(\text{máx})}}{\gamma_{d\,(\text{campo})}}\right] \tag{3.6}$$

Si comparamos las ecuaciones (3.5) y (3.6), vemos que

$$R = \frac{R_0}{1 - C_r(1 - R_0)} \tag{3.7}$$

donde

$$R_0 = \frac{\gamma_{d\,(\text{mín})}}{\gamma_{d\,(\text{máx})}} \tag{3.8}$$

Con base en la observación de 47 muestras de suelos, Lee y Singh (1971) dieron la siguiente correlación entre R y C_r, para suelos granulares:

$$R = 80 + 0.2C_r \tag{3.9}$$

La especificación para compactación en campo basada en la compactación relativa o en la compacidad relativa es una especificación de producto terminado. Se espera que el contratista logre un peso específico seco mínimo independientemente del procedimiento de campo adoptado. La condición de compactación más económica se explica con ayuda de la figura 3.17. Las curvas de compactación A, B y C son para el mismo suelo con esfuerzo de compactación variable. Consideremos que la curva A representa las condiciones de esfuerzo de compactación máximo que se obtienen con el equipo existente. Supongamos que se requiere lograr un peso específico seco mínimo de $\gamma_{d(\text{campo})} = R\gamma_{d(\text{máx})}$. Para lograr esto, el contenido de agua w debe estar entre w_1 y w_2. Sin embargo, como se ve en la curva C de compactación, el $\gamma_{d(\text{campo})}$ requerido se logra con un menor esfuerzo de compactación bajo un contenido de agua $w = w_3$. Sin embargo, en la práctica, un peso específico compactado en campo de $\gamma_{d(\text{campo})} = R\gamma_{d(\text{máx})}$ no se logra con el esfuerzo de compactación mínimo porque éste no permite ningún margen de error, considerando la variabilidad de las condiciones de campo. Por consiguiente, debe usarse un equipo con algo más de capacidad para el esfuerzo mínimo de compactación. La curva de compactación B representa esta condición. En la figura 3.17 se ve que el contenido de agua más económico está entre w_3 y w_4. Note que $w = w_4$ es el contenido de agua óptimo para la curva A, que es para el esfuerzo máximo de compactación.

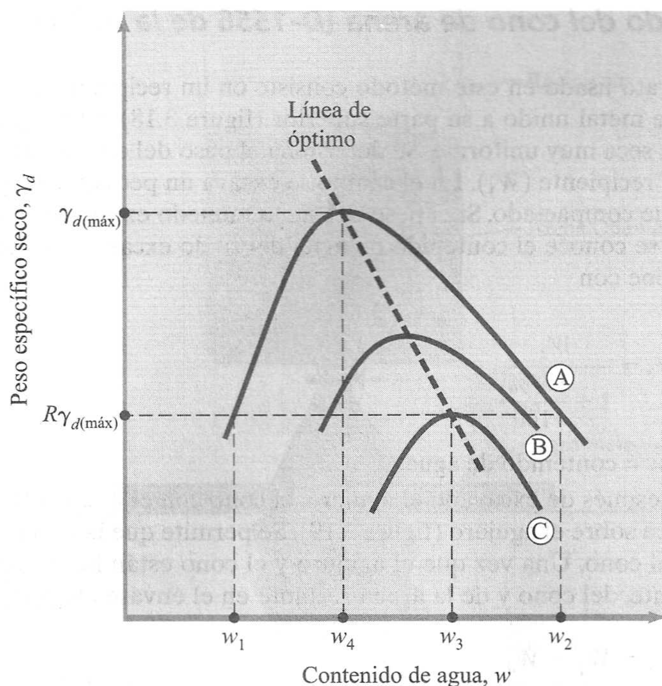


FIGURA 3.17 Condición más económica de compactación.

El concepto descrito en el párrafo anterior, junto con la figura 3.17, es históricamente atribuido a Seed (1964), quien fue una figura prominente en la moderna ingeniería geotécnica. La idea está elaborada con más detalle en Holtz y Kovacs (1981).

3.8 Determinación del peso específico de campo después de la compactación

Cuando el trabajo de compactación va progresando en el campo, es conveniente saber si el peso volumétrico especificado se está logrando o no. Tres procedimientos estándar se usan para determinar el peso específico de campo de compactación:

1. Método del cono de arena
2. Método del globo de hule
3. Método nuclear

A continuación se da una breve descripción de esos métodos.

Método del cono de arena (D-1556 de la ASTM)

El aparato usado en este método consiste en un recipiente de vidrio o plástico con un cono de metal unido a su parte superior (figura 3.18). El recipiente se llena con arena Ottawa seca muy uniforme. Se determina el peso del envase, del cono y de la arena que llena el recipiente (W_1). En el campo se excava un pequeño agujero en el área donde el suelo fue compactado. Si el peso del suelo húmedo excavado del agujero (W_2) se determina y se conoce el contenido de agua del suelo excavado, el peso seco del suelo (W_3) se obtiene con

$$W_3 = \frac{W_2}{1 + \frac{w\,(\%)}{100}} \tag{3.10}$$

donde w = contenido de agua

Después de excavado el agujero, el cono con el recipiente unido a él se invierte y se coloca sobre el agujero (figura 3.19). Se permite que la arena fluya del envase al agujero y al cono. Una vez que el agujero y el cono están llenos, se determina el peso del recipiente, del cono y de la arena restante en el envase (W_4), de modo que

$$W_5 = W_1 = W_4 \tag{3.11}$$

donde W_5 = peso de la arena para llenar el agujero y el cono.

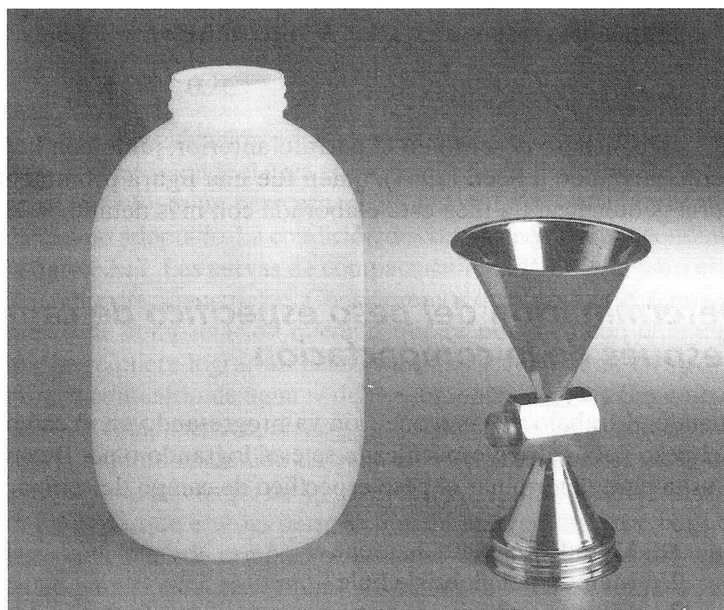


FIGURA 3.18 Recipiente de plástico y el cono metálico para el dispositivo del cono de arena. (*Nota:* el recipiente está lleno con arena Ottawa.)

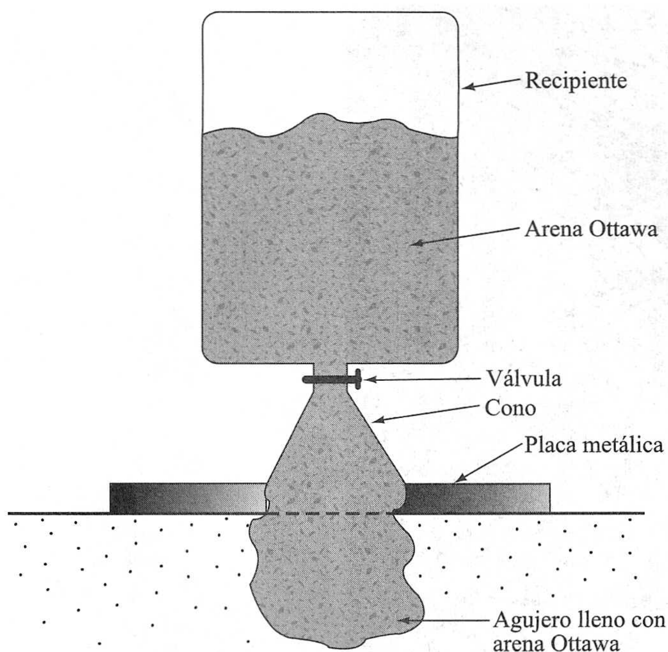


FIGURA 3.19 Peso específico de campo por el método del cono de arena.

El volumen del agujero excavado se determina ahora como

$$V = \frac{W_5 - W_c}{\gamma_{d(\text{arena})}} \tag{3.12}$$

donde W_c = peso de la arena para llenar únicamente el cono

$\gamma_{d(\text{arena})}$ = peso específico seco de la arena Ottawa usada

Los valores de W_c y $\gamma_{d(\text{arena})}$ son determinados a partir de la calibración hecha en laboratorio. El peso específico seco de la compactación hecha en campo se determina ahora como

$$\gamma_d = \frac{\text{peso seco del suelo excavado del agujero}}{\text{volumen del agujero}} = \frac{W_3}{V} \tag{3.13}$$

Método del globo de hule (D-2167 de la ASTM)

El procedimiento para el método del globo de hule es similar al del método del cono de arena; se hace un agujero de prueba y se determinan el peso húmedo del suelo retirado del agujero y su contenido de agua. Sin embargo, el volumen del agujero se determina introduciendo a éste un globo de hule lleno con agua de un recipiente calibrado, del cual el volumen se lee directamente. El peso específico seco del suelo compactado se deter-

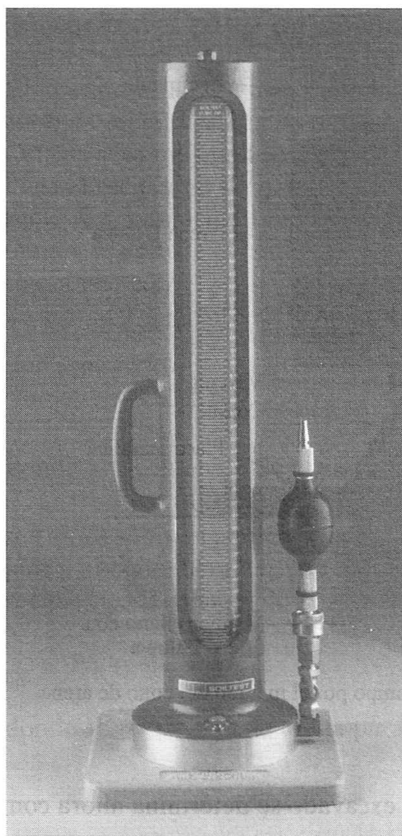


FIGURA 3.20 Recipiente calibrado del método de globo de hule para determinar el peso específico de campo (cortesía de ELE International/ Soiltest Products Division, Lake Bluff, Illinois).

mina usando la ecuación (3.13). La figura 3.20 muestra un recipiente calibrado usado en este método.

Método nuclear

Los medidores nucleares de densidad son ahora usados con frecuencia para determinar el peso específico seco compactado de suelo. Los densímetros nucleares operan en agujeros taladrados o desde la superficie del terreno. El instrumento mide el peso de suelo húmedo por volumen unitario y también el peso del agua presente en un volumen unitario de suelo. El peso específico seco de suelo compactado se determina restando el peso del agua del peso específico húmedo del suelo. La figura 3.21 muestra una fotografía de un medidor nuclear de densidad.

EJEMPLO 3.2

Los siguientes son los resultados de una prueba para la determinación del peso específico de campo usando el método del cono de arena:

- Peso específico seco calibrado de arena Ottawa = 16.35 kN/m^3
- Masa de arena Ottawa para llenar el cono = 0.117 kg
- Masa de recipiente + cono + arena (antes de usarse) = 6.005 kg



FIGURA 3.21 Densímetro nuclear (cortesía de David A. Carroll, Austin, Texas).

- Masa de recipiente + cono + arena (después de usarse) = 2.818 kg
- Masa del suelo húmedo del agujero = 3.318 kg
- Contenido de agua del suelo húmedo = 11.6 %

Determine el peso específico seco de compactación en campo.

Solución La masa de la arena necesaria para llenar el agujero y cono es

$$6.005 - 2.818 = 3.187 \text{ kg}$$

La masa de la arena usada para llenar el agujero es

$$3.187 - 0.117 = 3.07 \text{ kg}$$

Por consiguiente, el volumen del agujero es

$$V = \frac{3.07 \times 9.81 \times 10^{-3}}{\text{peso específico seco de arena Ottawa}} = \frac{3.07 \times 9.81 \times 10^{-3}}{16.35} = 1.842 \times 10^{-3}\,\text{m}^3$$

De la ecuación (3.10), el peso seco del suelo del campo es

$$W_3 = \frac{W_2}{1 + \frac{w\,(\%)}{100}} = \frac{3.318 \times 9.81 \times 10^{-3}}{1 + \frac{11.6}{100}} = 29.17 \times 10^{-3}\,\text{kN}$$

Por tanto, el peso específico seco de compactación es

$$\gamma_d = \frac{W_3}{V} = \frac{29.17 \times 10^{-3}}{1.842 \times 10^{-3}} = \mathbf{15.83\ kN/m^3}$$ ■

Problemas

3.1 Calcule el peso específico (en kN/m^3) con cero vacíos de aire para un suelo con $G_s = 2.68$ y contenidos de agua w = 5%, 8%, 10%, 12% y 15%.

3.2 Para un suelo ligeramente orgánico, G_s = 2.54, calcule y grafique la variación de γ_{zav} (en kN/m^3) *versus* w (en porcentaje) con w variando entre 5% y 20 %.

3.3 **a.** Obtenga una ecuación para el peso específico seco teórico para diferentes grados de saturación, S (es decir, γ_d como función de G_s, γ_w, S y w), para un suelo.
b. Para un suelo dado, si G_s = 2.6, calcule la variación teórica de γ_d con w para una saturación del 90 %.

3.4 Para un suelo compactado, dado G_s = 2.72, w = 18 % y $\gamma_d = 0.9\gamma_{zav}$, determine el peso específico seco del suelo compactado.

3.5 Los resultados de una prueba Proctor estándar se dan en la siguiente tabla. Determine el peso específico seco máximo de compactación y el contenido de agua óptimo. Determine también el contenido de agua requerido para lograr el 95% de $\gamma_{d(\text{máx})}$.

Volumen del molde Proctor (cm^3)	Peso del suelo húmedo en el molde (kg)	Contenido de agua, w (%)
943.3	1.65	10
943.3	1.75	12
943.3	1.83	14
943.3	1.81	16
943.3	1.76	18
943.3	1.70	20

3.6 Resuelva el problema 3.5 con los siguientes valores:

Peso del suelo húmedo en el molde Proctor estándar (kg)	Contenido de agua (%)
1.48	8.4
1.89	10.2
2.12	12.3
1.83	14.6
1.53	16.8

Volumen del molde = 943.3 cm^3.

3.7 Una prueba para la determinación del peso específico de campo para el suelo descrito en el problema 3.5 dio los siguientes datos: contenido de agua = 15% y peso específico húmedo = 16.8 kN/m³.

a. Determine la compactación relativa.

b. Si G_s es de 2.68, ¿cuál fue el grado de saturación en el campo?

3.8 Los pesos específicos secos máximo y mínimo de una arena obtenidos en laboratorio fueron de 16.3 kN/m³ y 14.6 kN/m³, respectivamente. ¿Cuál será la compactación relativa en campo si la compacidad relativa es del 78%?

3.9 Los pesos específicos secos máximo y mínimo de una arena obtenidos en laboratorio fueron de 16.5 kN/m³ y 14.5 kN/m³, respectivamente. En el campo, si la compacidad relativa de compactación de la misma arena es de 70%, ¿cuáles son su compactación relativa y peso específico seco?

3.10 La compactación relativa de una arena en el campo es de 94%. Los pesos específicos secos máximo y mínimo de la arena son de 16.2 kN/m³ y 14.9 kN/m³, respectivamente. Para la condición de campo, determine:

a. Peso específico seco

b. Compacidad relativa de compactación

c. Peso específico húmedo bajo un contenido de agua de 8%.

3.11 En la siguiente tabla se dan los resultados de pruebas de compactación en laboratorio en un limo arcilloso.

Contenido de agua (%)	Peso específico seco (kN/m³)
6	14.80
8	17.45
9	18.52
11	18.9
12	18.5
14	16.9

A continuación se dan los resultados de una prueba para la determinación del peso específico de campo sobre el mismo suelo con el método del cono de arena:

- Densidad seca calibrada de arena Ottawa = 1570 kg/m³
- Masa calibrada de arena Ottawa para llenar el cono = 0.545 kg
- Masa de recipiente + cono + arena (antes de usarse) = 7.59 kg
- Masa de recipiente + cono + arena (después de usarse) = 4.78 kg
- Masa de suelo húmedo del agujero = 3.007 kg
- Contenido de agua del suelo húmedo = 10.2 %

Determine:

a. Peso específico seco de compactación en campo

b. Compactación relativa en campo

Referencias

American Association of State Highway and Transportation Officials (1982). *AASHTO Materials, Part II,* Washington, D.C.

American Society for Testing and Materials (1998). ASTM *Standards,* Vol. 04.08, West Conshohocken, PA.

D'Appolonia, D. J., Whitman, R. V., and D'Appolonia, E. D. (1969). "Sand Compaction with Vibratory Rollers," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division,* ASCE, Vol. 95, No. SM1, 263-284.

Holtz, R. D., and Kovacs, W. D. (1981). *An Introduction to Geotechnical Engineering,* Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ.

Johnson, A. W., and Sallberg, J. R. (1960). "Factors That Influence Field Compaction of Soil," Highway Research Board, *Bulletin No. 272.*

Lambe, T. W. (1958). "The Structure of Compacted Clay," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division,* ASCE, Vol. 84, No. SM2, 1654-34.

Lee, K. W., and Singh, A. (1971). "Relative Density and Relative Compaction," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division,* ASCE, Vol. 97, No. SM7, 1049-1052.

Lee, P. Y., and Suedkamp, R. J. (1972). "Characteristics of Irregulary Shaped Compaction Curves of Soils," *Highway Research Record No. 381,* National Academy of Sciences, Washington, D.C., 1-9.

Proctor, R. R. (1933). "Design and Construccion of Rolled Earth Dams," *Engineering News Record,* Vol. 3, 245-248, 286-289, 348-351, 372-376.

Seed, H. B. (1964). Lecture Notes, CE 271, Seepage and Earth Dam Design, University of California, Berkeley.

Referencias suplementarias para estudio adicional

Brown, E. (1977). "Vibroflotation Compaction of Cohesionless Soils," *Journal of the Geotechnical Engineering Division,* ASCE, Vol. 103, No. GT12, 1437-1451.

Franklin, A. F., Orozco, L. F., and Semrau, R. (1973). "Compaction of Slightly Organic Soils," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division,* ASCE, Vol. 99, No. SM7, 541-557.

Lancaster, J., Waco, R., Towle, J., and Chaney, R. (1996). "The Effect of Organic Content on Soil Compaction," *Proceedings,* 3rd International Symposium on Environmental Geotechnology, San Diego, 152-161.

Leonards, G. A., Cutter, W. A, and Holtz, R. D. (1980). "Dynamic Compaction of Granular Soils," *Journal of the Geotechnical Engineering Division,* ASCE, Vol. 106, No. GT1, 35-44.

Mitchell, J. K. (1970). "In-Place Treatment of Foundation Soils," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division,* ASCE, Vol. 96, No. SM1, 73-110.

Mitchell, J. K., Hooper, D. R., and Campanella, R. G. (1965). "Permeability of Compacted Clay," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division,* ASCE, Vol. 91, No. SM4, 41-65.

Moo-Young, H. K., and Zimmie, T. F. (1996). "Geotechnical Properties of Paper Mill Sludges for Use in Landfill Covers," *Journal of Geotechnical Engineering,* ASCE, Vol. 122, No. 9, 768-775.

Seed, H. B., and Chan, C. K. (1959). "Structure and Stength Characteristics of Compacted Clays," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division,* ASCE, Vol. 85, No. SM5, 87-128.

4

Movimiento del agua a través de suelos. Permeabilidad e infiltración

Los suelos tienen vacíos interconectados a través de los cuales el agua puede fluir de puntos de alta energía a puntos de baja energía. El estudio del flujo de agua a través de un suelo como medio poroso es importante en la mecánica de suelos, siendo necesario para estimar la cantidad de infiltración subterránea bajo varias condiciones hidráulicas, para investigar problemas que implican el bombeo de agua para construcciones subterráneas y para el análisis de estabilidad de las presas de tierra y de estructuras de retención de tierra sometidas a fuerzas de infiltración.

PERMEABILIDAD

4.1 Ecuación de Bernoulli

De la mecánica de fluidos sabemos que, de acuerdo con la ecuación de Bernoulli, la carga total en un punto en agua en movimiento se da como la suma de las cargas de presión, velocidad y elevación, o

$$h = \underbrace{\frac{u}{\gamma_w}}_{\text{Carga de presión}} + \underbrace{\frac{v^2}{2g}}_{\text{Carga de velocidad}} + \underbrace{Z}_{\text{Carga de elevación}} \tag{4.1}$$

donde h = carga total
u = presión

v = velocidad
g = aceleración de la gravedad
γ_w = peso específico del agua

Note que la carga de altura Z es la distancia vertical de un punto dado arriba o abajo de *un plano de referencia. La carga de presión es la presión u del agua en ese punto dividida entre el peso específico* γ_w del agua.

Si se aplica la ecuación de Bernoulli al flujo de agua a través de un suelo medio poroso, el término que contiene la carga de velocidad se desprecia porque la velocidad de infiltración es pequeña. La carga total en cualquier punto entonces se representa adecuadamente por

$$h = \frac{u}{\gamma_w} + Z \tag{4.2}$$

La figura 4.1 muestra la relación entre la carga de presión, la carga por elevación y las cargas totales para el flujo de agua a través del suelo. Tubos verticales abiertos, llamados *piezómetros,* son instalados en los puntos A y B. Los niveles a los que el agua se eleva en los piezómetros situados en los puntos A y B se conocen como *niveles piezométricos* de los puntos A y B, respectivamente. La carga de presión en un punto es la altura de la columna vertical de agua en el piezómetro instalado en ese punto.

La pérdida de carga entre dos puntos, A y B, se da por

$$\Delta h = h_A - h_B = \left(\frac{u_A}{\gamma_w} + Z_A\right) - \left(\frac{u_B}{\gamma_w} + Z_B\right) \tag{4.3}$$

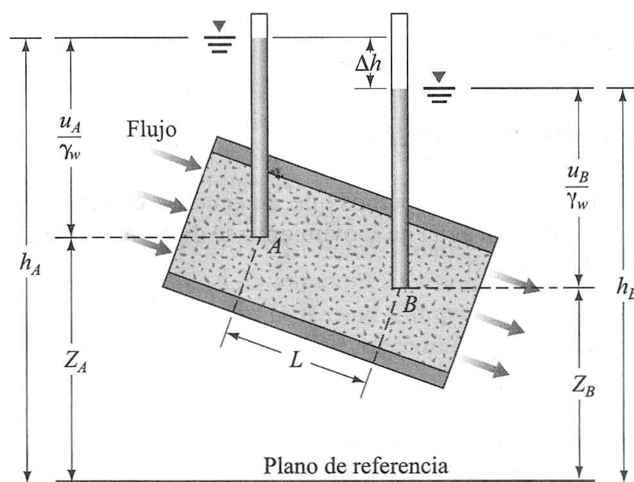


FIGURA 4.1 Carga de presión, carga de elevación y cargas totales para el flujo de agua a través de un suelo.

La pérdida de carga Δh se expresa en forma adimensional como

$$i = \frac{\Delta h}{L} \tag{4.4}$$

donde i = gradiente hidráulico

L = distancia entre los puntos A y B; es decir, la longitud de flujo en la que ocurre la pérdida de carga

En general, la variación de la velocidad v con el gradiente hidráulico i se muestra en la figura 4.2. Esta figura se divide en tres zonas:

1. Zona de flujo laminar (Zona I)
2. Zona de transición (Zona II)
3. Zona de flujo turbulento (Zona III)

Cuando el gradiente hidráulico se incrementa gradualmente, el flujo permanece laminar en las zonas I y II, y la velocidad v asume una relación lineal respecto al gradiente hidráulico. En un gradiente hidráulico mayor, el flujo se vuelve turbulento (Zona III). Cuando el gradiente hidráulico es disminuido, las condiciones de flujo laminar existen sólo en la zona I.

En la mayoría de los suelos, el flujo de agua a través de los espacios vacíos se considera laminar; entonces

$$v \propto i \tag{4.5}$$

En rocas, piedras y gravas fracturadas así como en arenas muy gruesas, existen condiciones de flujo turbulento, y la ecuación (4.5) puede no ser válida.

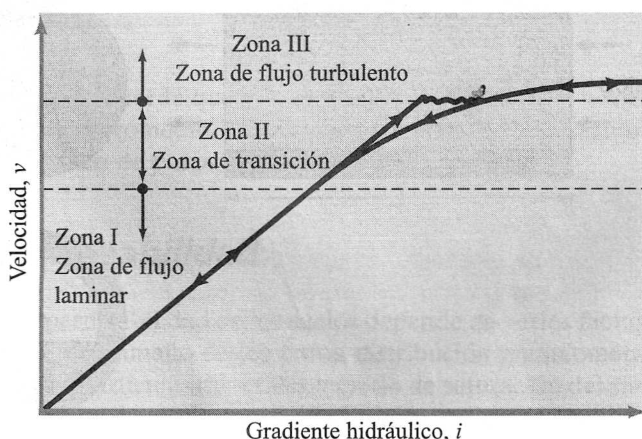


FIGURA 4.2 Naturaleza de la variación de v con el gradiente hidráulico i.

4.2 Ley de Darcy

En 1856, Henri Philibert Gaspard Darcy publicó una simple ecuación empírica para la velocidad de descarga del agua a través de suelos saturados; se basa principalmente en las observaciones de Darcy, relativas al flujo de agua a través de arenas limpias y se expresa por

$$v = ki \tag{4.6}$$

donde v = *velocidad de descarga,* que es la cantidad de agua que fluye por unidad de tiempo a través de una sección transversal total unitaria de suelo perpendicular a la dirección del flujo
k = coeficiente de permeabilidad

El coeficiente de permeabilidad se expresa en cm/s o m/s y la descarga en m^3. Debe señalarse que la longitud se expresa en mm o en m, por lo que, el coeficiente de permeabilidad debería expresarse en mm/s en vez de cm/s. Sin embargo, los ingenieros en geotecnia continúan usando cm/s como la unidad del coeficiente de permeabilidad.

Note que la ecuación (4.6) es similar a la (4.5); ambas son válidas para condiciones de flujo laminar y aplicables a un amplio rango de suelos. En la ecuación (4.6), v es la velocidad de descarga de agua basada en el área de sección transversal total del suelo. Sin embargo, la velocidad real del agua (es decir, la velocidad de infiltración) a través de los espacios vacíos es mayor que v. Una relación entre la velocidad de descarga y la velocidad de infiltración se deriva con referencia a la figura 4.3, que muestra un suelo de longitud L con un área de sección transversal total A. Si la cantidad de agua que fluye a través del suelo en unidad de tiempo es q, entonces

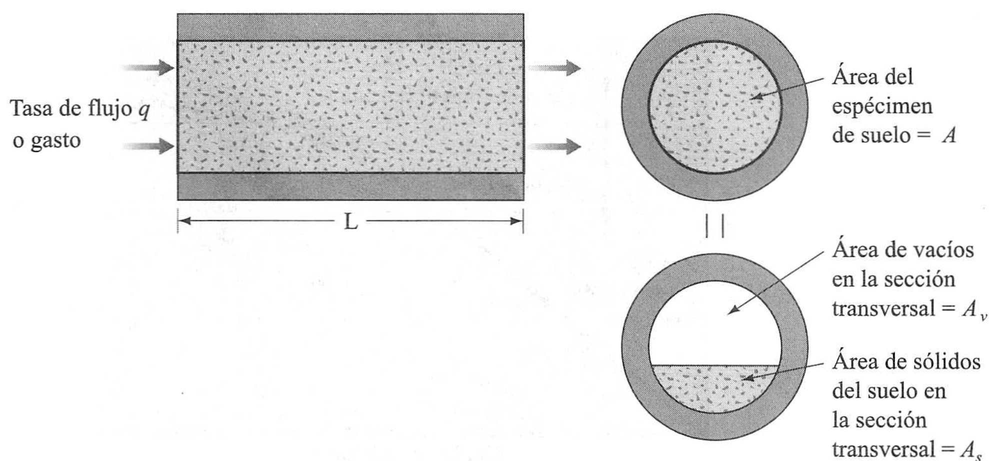


FIGURA 4.3 Obtención de la ecuación (4.10).

$$q = vA = A_v v_s \tag{4.7}$$

donde v_s = *velocidad de infiltración*
A_v = área de vacíos en la sección transversal del espécimen

Sin embargo,

$$A = A_v + A_s \tag{4.8}$$

donde A_s = área de sólidos del suelo en la sección transversal del espécimen. Combinando las ecuaciones (4.7) y (4.8) se obtiene

$$q = v(A_v + A_s) = A_v v_s$$

o

$$v_s = \frac{v(A_v + A_s)}{A_v} = \frac{v(A_v + A_s)L}{A_v L} = \frac{v(V_v + V_s)}{V_v} \tag{4.9}$$

donde V_v = volumen de vacíos en el espécimen
V_s = volumen de sólidos del suelo en el espécimen

La ecuación (4.9) se reescribe como

$$v_s = v\left[\frac{1 + \frac{V_v}{V_s}}{\frac{V_v}{V_s}}\right] = v\left(\frac{1 + e}{e}\right) = \frac{v}{n} \tag{4.10}$$

donde e = relación de vacíos
n = porosidad

Recuerde que los términos *velocidad real* y *velocidad de infiltración* se definen en sentido promedio. Las velocidades real y de infiltración varían con la posición dentro del volumen de poros del suelo.

4.3 Permeabilidad

La permeabilidad de los suelos depende de varios factores: viscosidad del fluido, distribución del tamaño de los poros, distribución granulométrica, relación de vacíos, rugosidad de las partículas minerales y grado de saturación del suelo. En los suelos arcillosos, la estructura juega un papel importante en la permeabilidad. Otros factores mayores que afectan la permeabilidad de las arcillas son la concentración iónica y el espesor de las capas de agua adheridas a las partículas de arcilla.

Tabla 4.1 Valores típicos de permeabilidad para suelos saturados.

Tipo de suelo	k (cm/s)
Grava limpia	100 – 1
Arena gruesa	1.0 – 0.01
Arena fina	0.01 – 0.001
Arcilla limosa	0.001 – 0.00001
Arcilla	0.000001

El valor del coeficiente de permeabilidad k varía ampliamente para diferentes suelos. En la tabla 4.1 se dan algunos valores típicos para suelos saturados. La permeabilidad de suelos no saturados es menor y crece rápidamente con el grado de saturación.

La permeabilidad también está relacionada con las propiedades del fluido que pasa a través del suelo por la siguiente ecuación:

$$k = \frac{\gamma_w}{\eta}\overline{K} \tag{4.11}$$

donde γ_w = peso específico del agua
η = viscosidad del agua
$\overline{K}$ = permeabilidad absoluta

La permeabilidad absoluta, $\overline{K}$, se expresa en unidades de longitud al cuadrado, es decir, en cm^2).

4.4 Determinación en laboratorio de la permeabilidad

Dos pruebas estándar de laboratorio se usan para determinar la permeabilidad hidráulica del suelo: la prueba de carga constante y la prueba de carga variable. La primera se usa principalmente para suelos de grano grueso. Sin embargo, para los de grano fino, las tasas de flujo a través del suelo son muy pequeñas y se prefieren por ello las pruebas de carga variable. A continuación se da una breve descripción de cada prueba.

Prueba de la carga constante

Un arreglo típico de la prueba de permeabilidad bajo carga constante se muestra en la figura 4.4. En este tipo de arreglo de laboratorio, el suministro de agua se ajusta de tal manera que la diferencia de carga entre la entrada y la salida permanece constante durante el periodo de prueba. Después que se ha establecido una tasa constante de flujo, el agua es recolectada en una probeta graduada durante cierto tiempo.

El volumen total de agua Q recolectada se expresa como

$$Q = Avt = A(ki)t \tag{4.12}$$

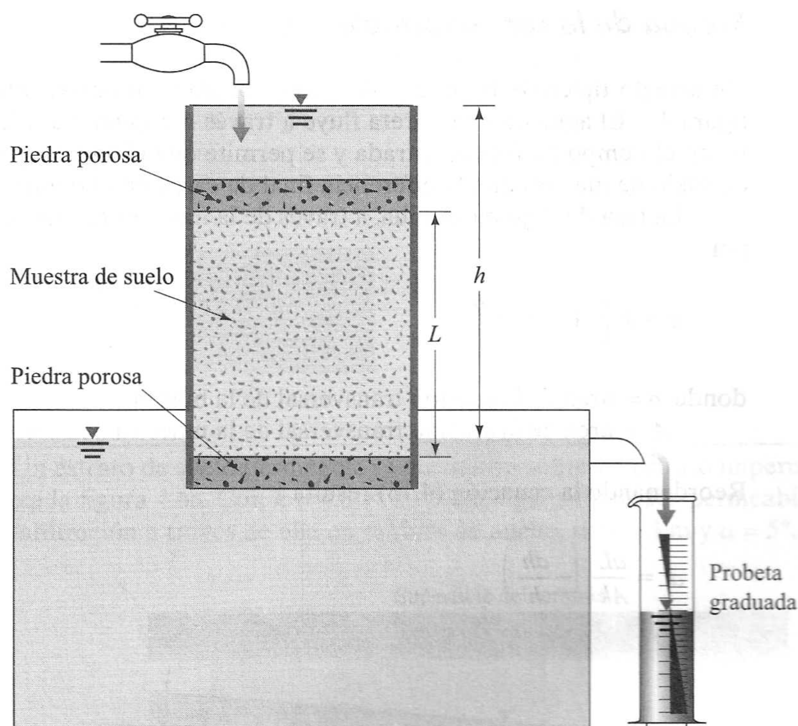


FIGURA 4.4 Prueba de permeabilidad bajo carga constante.

donde A = área de la sección transversal de la muestra de suelo
t = duración de la recolección del agua

Además, como

$$i = \frac{h}{L} \tag{4.13}$$

donde L = longitud del espécimen, la ecuación (4.13) se sustituye en la ecuación (4.12) y se obtiene

$$Q = A\left(k\frac{h}{L}\right)t \tag{4.14}$$

o

$$k = \frac{QL}{Aht} \tag{4.15}$$

Prueba de la carga variable

Un arreglo típico de la prueba de permeabilidad bajo carga variable se muestra en la figura 4.5. El agua de una bureta fluye a través del suelo. La diferencia inicial de carga, h_1, en el tiempo $t = 0$ es registrada y se permite que el agua fluya a través de la muestra de suelo de manera que la diferencia final de carga en el tiempo $t = t_2$ sea h_2.

La tasa de flujo q del agua, a través de la muestra en cualquier tiempo t se expresa por

$$q = k\frac{h}{L}A = -a\frac{dh}{dt} \tag{4.16}$$

donde a = área de la sección transversal de la bureta
A = área de la sección transversal de la muestra de suelo

Reordenando la ecuación (4.16) resulta

$$dt = \frac{aL}{Ak}\left(-\frac{dh}{h}\right) \tag{4.17}$$

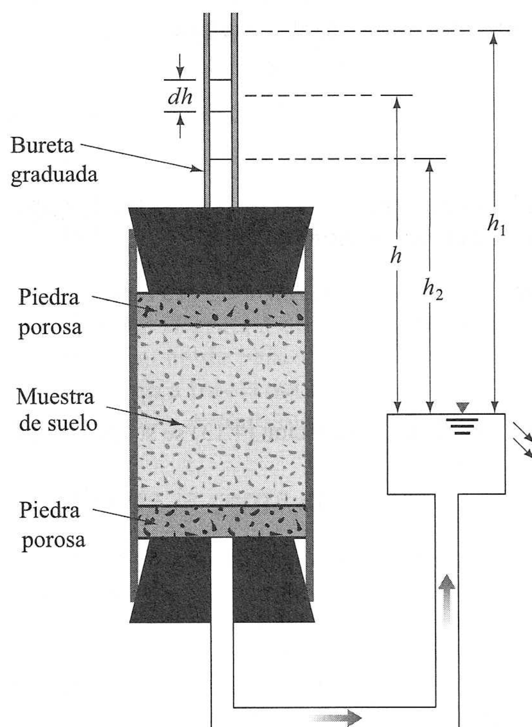


FIGURA 4.5 Prueba de permeabilidad bajo carga variable.

Al integrar el lado izquierdo de la ecuación (4.17) con límites de tiempo entre 0 y t y el lado derecho con límites de diferencia de carga entre h_1 y h_2, se obtiene

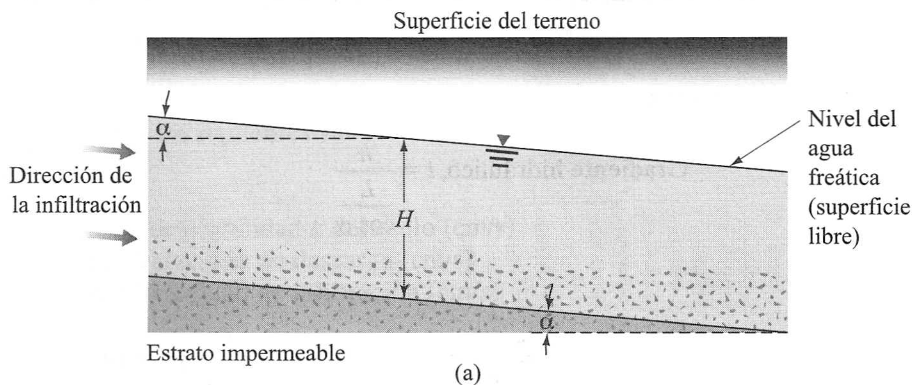
$$t = \frac{aL}{Ak} \log_e \frac{h_1}{h_2}$$

o

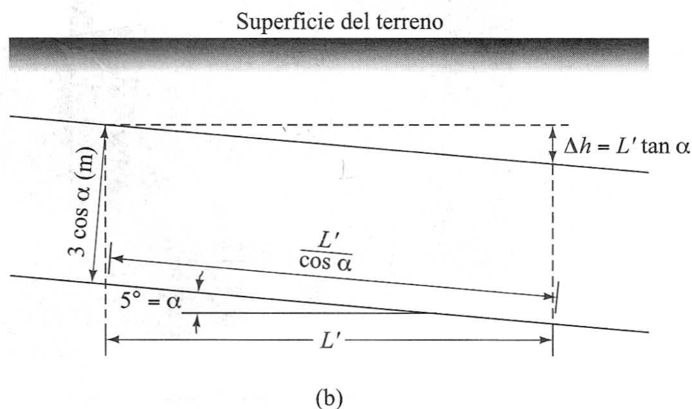
$$k = 2.303 \frac{aL}{At} \log_{10} \frac{h_1}{h_2} \tag{4.18}$$

EJEMPLO 4.1

Un estrato de suelo permeable se encuentra sobre un estrato impermeable, como muestra la figura 4.6a. Con $k = 4.8 \times 10^{-3}$ cm/s para el estrato permeable, calcule la tasa de infiltración a través de ella en m³/h/m de ancho, si $H = 3$ m y $\alpha = 5°$.



(a)



(b)

FIGURA 4.6

Solución De la figura 4.6 y de las ecuaciones (4.13) y (4.14), tenemos

$$i = \frac{\text{pérdida de carga}}{\text{longitud}} \frac{L' \tan \alpha}{\left(\dfrac{L'}{\cos \alpha}\right)} = \text{sen } \alpha$$

$$q = kiA = (k)(\text{sen } \alpha)(3 \cos \alpha)(1)$$

$$k = 4.8 \times 10^{-3} \text{ cm/s} = 4.8 \times 10^{-5} \text{ m/s}$$

$$q = (4.8 \times 10^{-5})(\text{sen } 5°)(3 \cos 5°)\underset{\substack{\uparrow \\ \text{Para cambiar a} \\ \text{m/h}}}{(3600)} = \mathbf{0.045\ m^3/h/m}$$

■

EJEMPLO 4.2 Encuentre la tasa de flujo (gasto) en m³/h/m de longitud (perpendicular a la sección transversal mostrada) a través del estrato de suelo permeable mostrado en la figura 4.7 con $H = 3$ m, $H_1 = 1.1$ m, $h = 1.4$ m, $L = 40$ m, $\alpha = 14°$ y $k = 0.5 \times 10^{-3}$ m/s.

Solución

$$\text{Gradiente hidráulico, } i = \frac{h}{\dfrac{L}{\cos \alpha}}$$

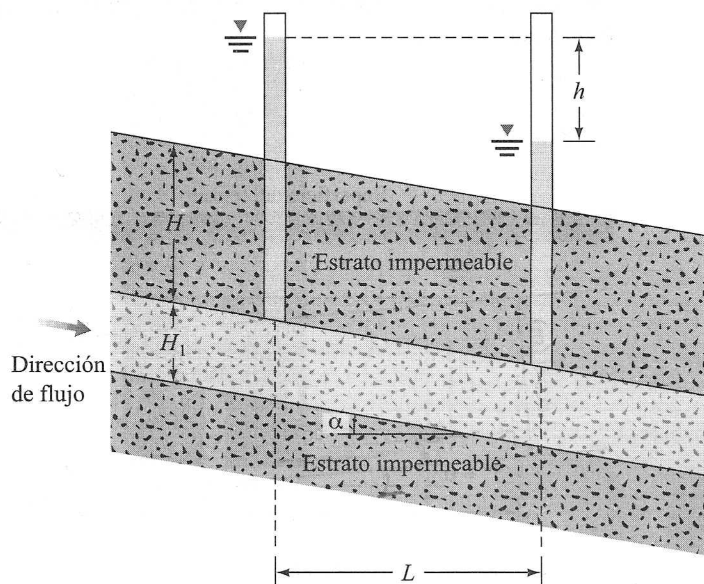


FIGURA 4.7

De las ecuaciones (4.13) y (4.14), tenemos

$$q = kiA = k\left(\frac{h\cos\alpha}{L}\right)(H_1\cos\alpha \times 1)$$

$$= (0.5 \times 10^{-3} \times 60 \times 60\ \text{m/h})\left(\frac{1.4\cos 14°}{40}\right)(1.1\cos 14° \times 1)$$

$$= \mathbf{0.065\ m^3/h/m}$$

■

EJEMPLO 4.3

Una prueba en laboratorio de permeabilidad bajo carga constante en una arena fina da los siguientes valores (refiérase a la figura 4.4):

- Longitud de la muestra = 254 mm
- Diámetro de la muestra = 63.5 mm
- Diferencia de carga = 457 mm
- Agua recolectada en 2 min = 0.51 cm^3

Determine los siguientes valores:

a. Permeabilidad k del suelo (cm/s)
b. Velocidad de descarga (cm/s)
c. Velocidad de infiltración (cm/s)

La relación de vacíos del espécimen de suelo es 0.46.

Solución

a. De la ecuación (4.15),

$$k = \frac{QL}{Aht} = \frac{(0.51 \times 10^3)(254)}{\left(\frac{\pi}{4}63.5^2\right)(457)(2)} = 4.48 \times 10^{-2}\ \text{mm/min} = \mathbf{7.46 \times 10^{-5}\ cm/s}$$

b. De la ecuación (4.6),

$$v = ki = (7.46 \times 10^{-5})\left(\frac{457}{254}\right) = \mathbf{13.42 \times 10^{-5}\ cm/s}$$

c. De la ecuación (4.10),

$$v_s = v\left(\frac{1+e}{e}\right) = (13.42 \times 10^{-5})\left(\frac{1+0.46}{0.46}\right) = \mathbf{42.59 \times 10^{-5}\ cm/s}$$

■

EJEMPLO 4.4

Se dan los siguientes valores para una prueba de permeabilidad de carga constante:

- $L = 300$ mm
- A = área de la muestra = 32 cm^2
- $k = 0.0244$ cm/s

La diferencia de carga fue variada lentamente por etapas a 800, 700, 600, 500 y 400 mm. Calcule y grafique la tasa de flujo q a través de la muestra, en cm^3/s, *versus* la diferencia de carga.

Solución De la ecuación (4.14) y con $L = 300$ mm, tenemos

$$q = kiA = (0.0244)\left(\frac{h}{L}\right)(32) = 0.7808\left(\frac{h}{300}\right)$$

Ahora podemos preparar la siguiente tabla:

h (mm)	q (cm^3/s)
800	2.08
700	1.82
600	1.56
500	1.30
400	1.04

La gráfica de q *versus* h se muestra en la figura 4.8. ■

EJEMPLO 4.5

Para una prueba de permeabilidad bajo carga variable se dan los siguientes valores: longitud de la muestra = 380 mm, área de la muestra = 19.4 cm^2, y $k = 2.92 \times 10^{-3}$ cm/s. ¿Cuál debe ser el área de la bureta para que la carga baje de 640 a 320 mm en 8 minutos?

Solución De la ecuación (4.18), tenemos

$$k = 2.303\frac{aL}{At}\log_{10}\frac{h_1}{h_2}$$

$$2.92 \times 10^{-3} = 2.303\left(\frac{a \times 38 \text{ cm}}{19.4 \times 480 \text{ s}}\right)\log_{10}\left(\frac{64 \text{ cm}}{32 \text{ cm}}\right)$$

$$a = \mathbf{1.03\ cm^2}$$

■

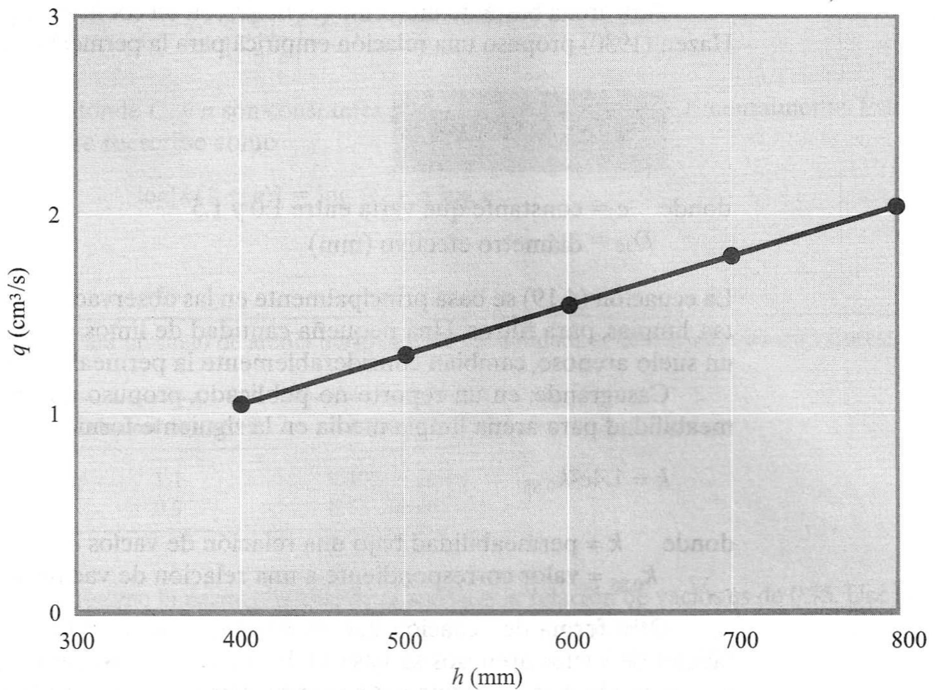


FIGURA 4.8 Gráfica de la tasa de flujo q *versus* diferencia de carga h.

EJEMPLO 4.6

La permeabilidad de un suelo arcilloso es de 3×10^{-7} cm/s. La viscosidad del agua a 25°C es de 0.0911×10^{-4} g · s/cm². Calcule la permeabilidad absoluta, $\overline{K}$, del suelo.

Solución De la ecuación (4.11), tenemos

$$k = \frac{\gamma_w}{\eta}\overline{K} = 3 \times 10^{-7}\,\text{cm/s}$$

por lo que

$$3 \times 10^{-7} = \left(\frac{1\ \text{g/cm}^3}{0.0911 \times 10^{-4}}\right)\overline{K}$$

$$\overline{K} = \mathbf{0.2733 \times 10^{-11}\ cm^2}$$

■

4.5 Relaciones empíricas para la permeabilidad

Varias ecuaciones empíricas para estimar la permeabilidad hidráulica se han propuesto a lo largo de varios años. Algunas de éstas se ven brevemente aquí.

Para arena bastante uniforme (es decir, con un coeficiente pequeño de uniformidad), Hazen (1930) propuso una relación empírica para la permeabilidad hidráulica en la forma

$$k \text{ (cm/s)} = cD_{10}^2 \tag{4.19}$$

donde c = constante que varía entre 1.0 y 1.5
D_{10} = diámetro efectivo (mm)

La ecuación (4.19) se basa principalmente en las observaciones de Hazen de arenas sueltas, limpias, para filtros. Una pequeña cantidad de limos y arcillas, al estar presentes en un suelo arenoso, cambian considerablemente la permeabilidad hidráulica.

Casagrande, en un reporte no publicado, propuso una relación simple de la permeabilidad para arena limpia media en la siguiente forma:

$$k = 1.4e^2 k_{0.85} \tag{4.20}$$

donde k = permeabilidad bajo una relación de vacíos e
$k_{0.85}$ = valor correspondiente a una relación de vacíos de 0.85

Otra forma de ecuación que da bastante buenos resultados al estimar la permeabilidad de suelos arenosos se basa en la ecuación de Kozeny-Carman. La derivación de esta ecuación no se presenta aquí; se encuentra en cualquier libro avanzado sobre mecánica de suelos (por ejemplo, Das, 1997). Una aplicación de la ecuación Kozeny-Carman da

$$k \propto \frac{e^3}{1+e} \tag{4.21}$$

donde k = permeabilidad bajo una relación de vacíos de e. Esta ecuación se reescribe como

$$k = C_1 \frac{e^3}{1+e} \tag{4.22}$$

donde C_1 = constante.

Se estableció al final de la sección 4.1 que las condiciones de flujo turbulento existen en arenas muy gruesas y gravas, y que la ley de Darcy puede no es válida para esos materiales. Sin embargo, bajo un gradiente hidráulico bajo, usualmente existen las condiciones de flujo laminar. Kenney, Lau y Ofoegbu (1984) condujeron pruebas de laboratorio en suelos granulares en que los tamaños de las partículas en varios especímenes variaron de 0.074 a 25.4 mm. Los coeficientes de uniformidad, C_u, variaron entre 1.04 y 12. Todas las pruebas de permeabilidad fueron conducidas con una compacidad relativa de 80% o mayor, mostrando que para condiciones de flujo laminar,

$$\overline{K} \text{ (mm}^2) = (0.05 \text{ a } 1)D_5^2 \tag{4.23}$$

donde D_5 = diámetro (mm) a través del cual pasa 5% del suelo.

De acuerdo con sus observaciones experimentales, Samarasinghe, Huang y Drnevich (1982) sugirieron que la permeabilidad de arcillas normalmente consolidadas (ver la definición en el capítulo 6) se da por la siguiente ecuación:

$$k = C_3\left(\frac{e^n}{1+e}\right) \tag{4.24}$$

donde C_3 y n son constantes por ser determinadas experimentalmente. Esta ecuación se reescribe como

$$\log[k(1+e)] = \log C_3 + n \log e \tag{4.25}$$

EJEMPLO 4.7

Para un suelo de arcilla normalmente consolidada se dan los siguientes valores:

Relación de vacíos	k (cm/s)
1.1	0.302×10^{-7}
0.9	0.12×10^{-7}

Estime la permeabilidad de la arcilla si la relación de vacíos es de 0.75. Use la ecuación (4.24).

Solución De la ecuación (4.24), tenemos

$$k = C_3\left(\frac{e^n}{1+e}\right)$$

$$\frac{k_1}{k_2} = \frac{\left(\dfrac{e_1^n}{1+e_1}\right)}{\left(\dfrac{e_2^n}{1+e_2}\right)}$$

(Nota: k_1 y k_2 son permeabilidades bajo relaciones de vacíos e_1 y e_2, respectivamente.)

$$\frac{0.302 \times 10^{-7}}{0.12 \times 10^{-7}} = \frac{\dfrac{(1.1)^n}{1+1.1}}{\dfrac{(0.9)^n}{1+0.9}}$$

$$2.517 = \left(\frac{1.9}{2.1}\right)\left(\frac{1.1}{0.9}\right)^n$$

$$2.782 = (1.222)^n$$

$$n = \frac{\log(2.782)}{\log(1.222)} = \frac{0.444}{0.087} = 5.1$$

por lo que

$$k = C_3\left(\frac{e^{5.1}}{1+e}\right)$$

Para encontrar C_3, efectuamos el siguiente cálculo:

$$0.302 \times 10^{-7} = C_3\left(\frac{(1.1)^{5.1}}{1 + 1.1}\right) = \left(\frac{1.626}{2.1}\right) C_3$$

$$C_3 = \frac{(0.302 \times 10^{-7})(2.1)}{1.626} = 0.39 \times 10^{-7}$$

Por consiguiente,

$$k = (0.39 \times 10^{-7}\ \text{cm/s})\left(\frac{e^n}{1 + e}\right)$$

Bajo una relación de vacíos de 0.75, tenemos

$$k = (0.39 \times 10^{-7})\left(\frac{0.75^{5.1}}{1 + 0.75}\right) = \mathbf{0.514 \times 10^{-8}\ cm/s}$$ ■

4.6 Prueba de permeabilidad en el campo por bombeo de pozos

En el campo, la permeabilidad promedio de un depósito de suelo en la dirección del flujo se determina efectuando pruebas de bombeo en pozos. La figura 4.9 muestra un caso donde el estrato superior permeable, cuya permeabilidad se busca, no está confinado y se encuentra sobre un estrato impermeable. Durante la prueba, el agua es

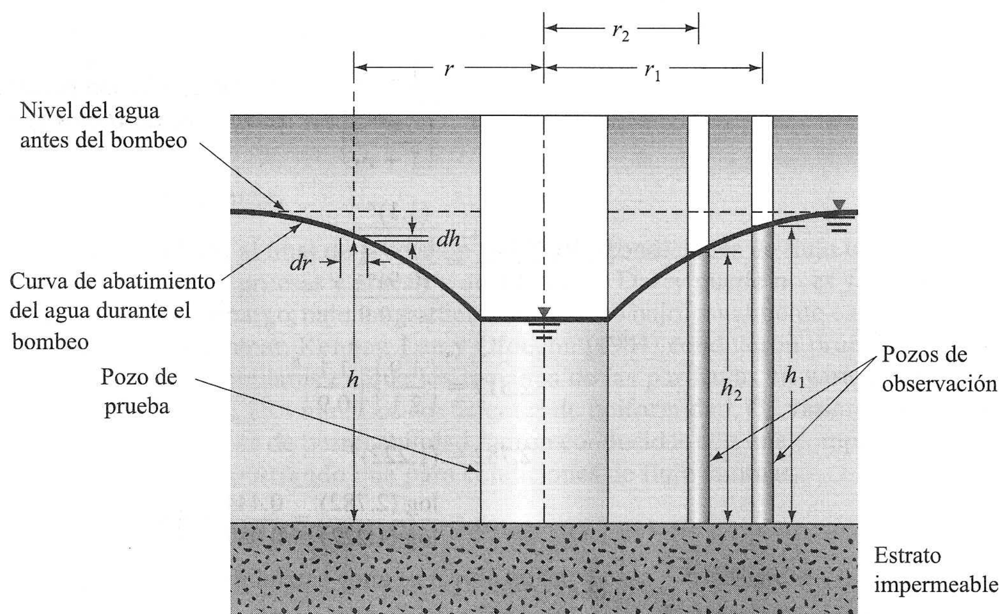


FIGURA 4.9 Prueba de bombeo en un pozo en un estrato permeable no confinado sobre un estrato impermeable.

bombeada a razón constante desde un pozo de prueba que tiene un revestimiento perforado. Se perforan varios pozos de observación a varias distancias radiales alrededor del pozo de prueba. Se hacen observaciones continuas del nivel del agua en el pozo de prueba y en los pozos de observación después de iniciado el bombeo, hasta que se alcanza un régimen permanente, el cual se establece cuando el nivel del agua en los pozos de prueba y observación se vuelve constante. La expresión para la tasa de flujo del agua freática q hacia el pozo, que es igual a la tasa de descarga o gasto del bombeo, se escribe como

$$q = k\left(\frac{dh}{dr}\right)2\pi rh \tag{4.26}$$

o

$$\int_{r_2}^{r_1}\frac{dr}{r} = \left(\frac{2\pi k}{q}\right)\int_{h_2}^{h_1} h\,dh$$

Entonces,

$$k = \frac{2.303q\log_{10}\left(\frac{r_1}{r_2}\right)}{\pi(h_1^2 - h_2^2)} \tag{4.27}$$

De las mediciones de campo, si q, r_1, r_2, h_1 y h_2 son conocidas, la permeabilidad se calcula a partir de la simple relación presentada en la ecuación (4.27).

La permeabilidad promedio para un acuífero confinado también se determina conduciendo una prueba de bombeo en un pozo con revestimiento perforado que penetra toda la profundidad del acuífero y observando el nivel piezométrico en varios pozos de observación a diversas distancias radiales (figura 4.10). El bombeo se continúa a una tasa uniforme q hasta que se alcanza un régimen permanente.

Como el agua entra al pozo de prueba únicamente por el acuífero de espesor H, el régimen permanente de descarga es

$$q = k\left(\frac{dh}{dr}\right)2\pi rH \tag{4.28}$$

o

$$\int_{r_2}^{r_1}\frac{dr}{r} = \int_{h_2}^{h_1}\frac{2\pi kH}{q}\,dh$$

Esto da la permeabilidad en la dirección de flujo como

$$k = \frac{q\log_{10}\left(\frac{r_1}{r_2}\right)}{2.727\,H(h_1 - h_2)} \tag{4.29}$$

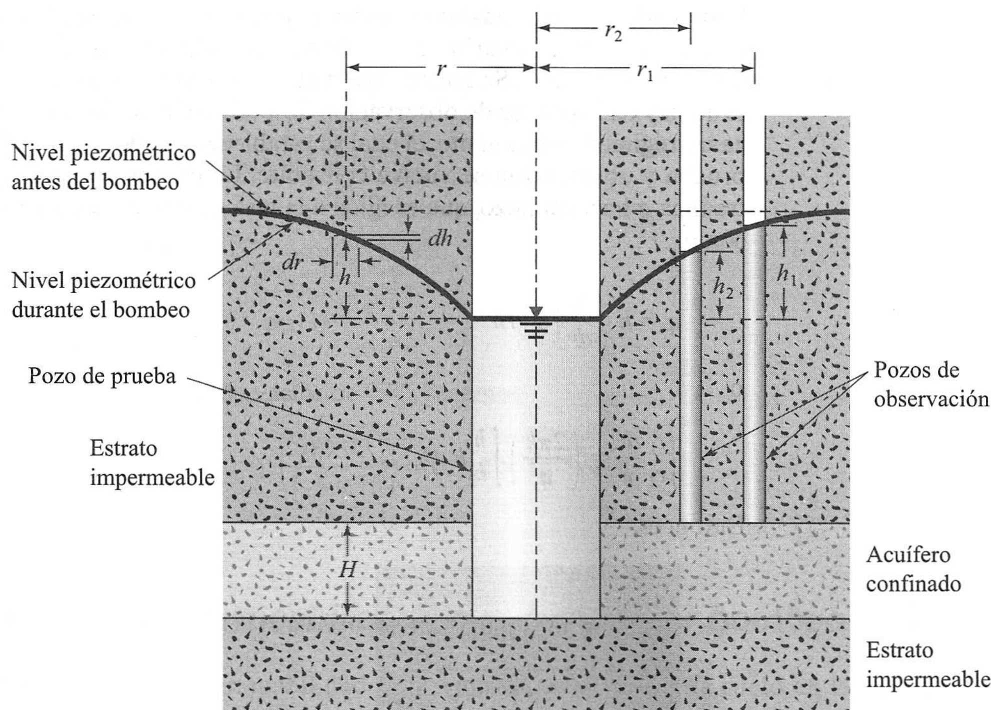


FIGURA 4.10 Prueba de bombeo en un pozo que penetra la profundidad total de un acuífero confinado.

EJEMPLO 4.8

Considere el caso de bombeo en un pozo situado en un estrato permeable no confinado sobre un estrato impermeable (ver la figura 4.9). Se dan los valores:

- $q = 0.74\ \text{m}^3/\text{min}$
- $h_1 = 5.5$ m en $r_1 = 60$ m
- $h_2 = 4.8$ m en $r_2 = 30$ m

Calcule la permeabilidad (en cm/s) del estrato permeable.

Solución De la ecuación (4.27), tenemos

$$k = \frac{2.303q \log_{10}\left(\dfrac{r_1}{r_2}\right)}{\pi(h_1^2 - h_2^2)} = \frac{(2.303)(0.74)\ \log_{10}\left(\dfrac{60}{30}\right)}{\pi(5.5^2 - 4.8^2)}$$

$$= 2.26 \times 10^{-2}\ \text{m/min} = \mathbf{3.77 \times 10^{-2}\ cm/s}$$

■

INFILTRACIÓN

En las secciones anteriores de este capítulo consideramos algunos casos simples para los que se requirió la aplicación directa de la ley de Darcy para calcular el flujo de agua a través del suelo. En muchos casos, el flujo de agua a través de un suelo no es sólo en una dirección, y no es uniforme sobre toda el área perpendicular al flujo. En tales casos, el flujo del agua subterránea se calcula generalmente usando gráficas llamadas *redes de flujo.* El concepto de red de flujo se basa en la *ecuación de continuidad de Laplace,* que gobierna la condición de flujo permanente para un punto dado en la masa del suelo. Las siguientes secciones explican la obtención de la ecuación de continuidad de Laplace y su aplicación al dibujo de las redes de flujo.

4.7 Ecuación de continuidad de Laplace

Para obtener la ecuación diferencial de continuidad de Laplace, consideremos una hilera de tablaestacas hincadas en un estrato de suelo permeable, como muestra la figura 4.11a. Suponemos que la hilera de tablaestacas es impermeable. El flujo de régimen permanente del agua de la zona aguas arriba a la zona aguas abajo a través del estrato permeable es un flujo bidimensional. Para el flujo en el punto A, consideramos un bloque elemental de suelo. El bloque tiene dimensiones dx, dy y dz (la longitud dy es perpendicular al plano del papel); éste se muestra amplificado en la figura 4.11b. Sean v_x y v_z las componentes de la velocidad de descarga en las direcciones horizontal y vertical, respectivamente. La tasa de flujo del agua en el bloque elemental en la dirección horizontal es igual a $v_x dz dy$, y en la dirección vertical es $v_z dx dy$. Las tasas de flujo de salida desde el bloque en las direcciones horizontal y vertical son

$$\left(v_x + \frac{\partial v_x}{\partial x} dx\right) dz\, dy$$

y

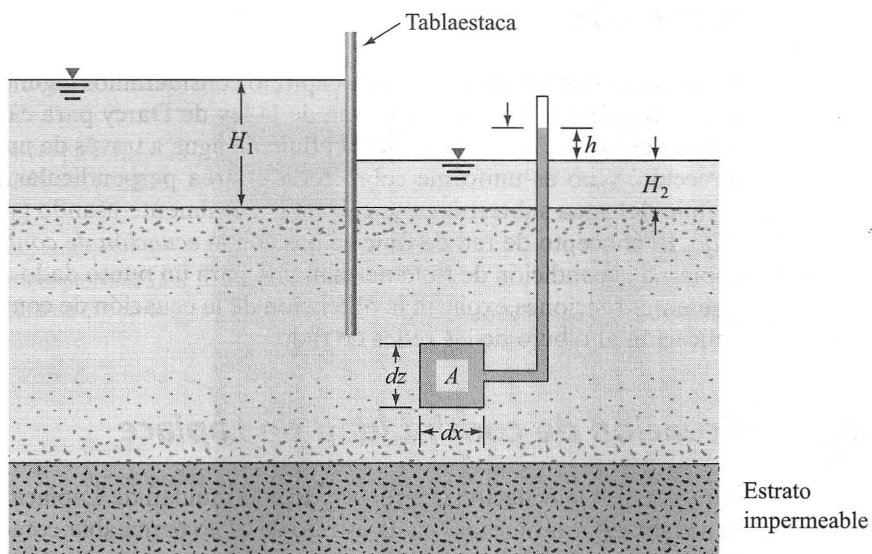
$$\left(v_z + \frac{\partial v_z}{\partial z} dz\right) dx\, dy$$

respectivamente. Considerando que el agua es incompresible y que no hay cambio de volumen en la masa del suelo, sabemos que la tasa total del flujo de entrada debe ser igual a la tasa del flujo total de salida. Así entonces,

$$\left[\left(v_x + \frac{\partial v_x}{\partial x} dx\right) dz\, dy + \left(v_z + \frac{\partial v_z}{\partial z} dz\right) dx\, dy\right] - [v_x dz\, dy + v_z dx\, dy] = 0$$

o

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0 \qquad (4.30)$$



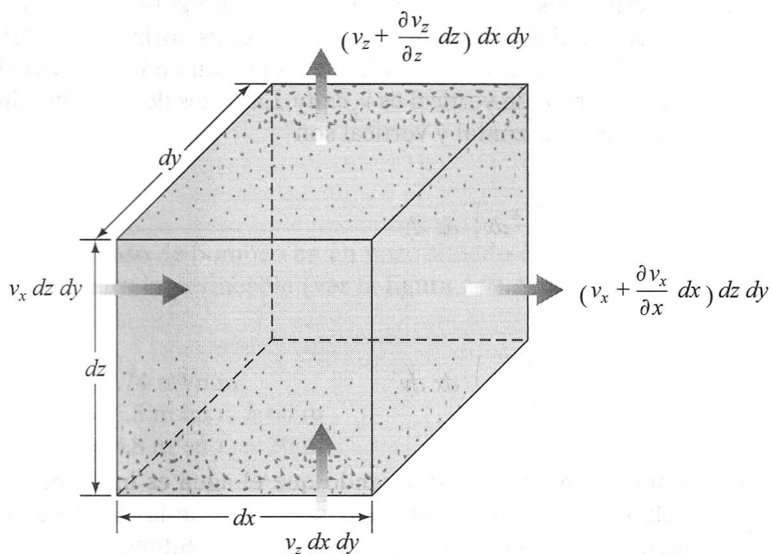


FIGURA 4.11 (a) Tablaestacas hincadas en un estrato permeable; (b) flujo en A.

Con la ley de Darcy, las velocidades de descarga se expresan como

$$v_x = k_x i_x = k_x \left(- \frac{\partial h}{\partial x} \right) \tag{4.31}$$

y

$$v_z = k_z i_z = k_z \left(- \frac{\partial h}{\partial z} \right) \tag{4.32}$$

donde k_x y k_z son las permeabilidades en las direcciones vertical y horizontal, respectivamente.

De las ecuaciones (4.30), (4.31) y (4.32), escribimos

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \tag{4.33}$$

Si el suelo es isótropo con respecto a la permeabilidad, es decir, $k_x = k_z$, la ecuación anterior de continuidad para el flujo bidimensional se simplifica a

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \tag{4.34}$$

4.8 Redes de flujo

La ecuación de continuidad [ecuación (4.34)] en un medio isotrópico representa dos familias ortogonales de curvas: las líneas de flujo y las líneas equipotenciales. Una *línea de flujo* es una línea a lo largo de la cual una partícula de agua viaja del lado aguas arriba al lado aguas abajo en medio del suelo permeable. Una *línea equipotencial* es una línea a lo largo de la cual la carga de potencial es igual en todos sus puntos. Entonces, si se colocan piezómetros en diferentes puntos a lo largo de una línea equipotencial, el nivel del agua se elevará a la misma altura en todos ellos. La figura 4.12a muestra la definición de líneas de flujo y equipotenciales para el flujo en un estrato de suelo permeable alrededor de la hilera de tablaestacas mostrada en la figura 4.11 (para $k_x = k_z = k$).

Una combinación de varias líneas de flujo y equipotenciales se llama *red de flujo*. Las redes de flujo se construyen para calcular el flujo del agua en el medio considerado. Para completar la construcción gráfica de una red de flujo, se deben dibujar las líneas de flujo y equipotenciales de manera que las equipotenciales crucen a las de flujo según ángulos rectos y que los elementos de flujo formados sean aproximadamente cuadrados.

La figura 4.12b muestra un ejemplo de una red de flujo completa. Otro ejemplo de una red de flujo en un estrato permeable isótropo se muestra en la figura 4.13. En esas figuras, N_f es el número de canales de flujo en la red, y N_d es el número de caídas de potencial (definidas luego en este capítulo).

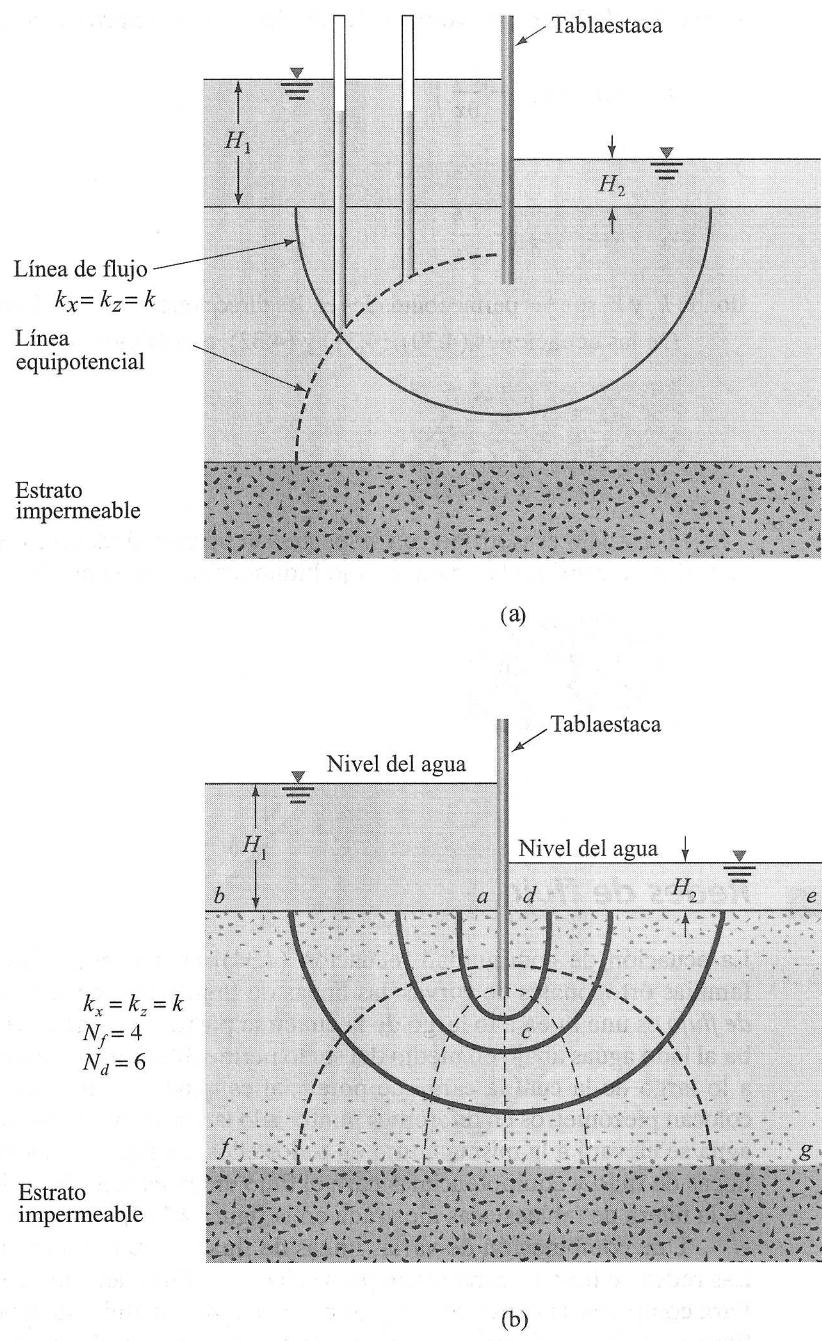


FIGURA 4.12 (a) Definición de líneas de flujo y líneas equipotenciales; (b) red de flujo completa.

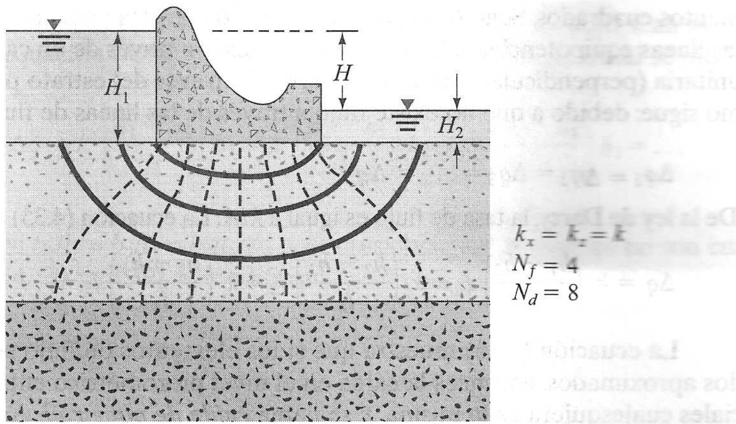


FIGURA 4.13 Red de flujo bajo la cortina de una presa.

Dibujar una red de flujo requiere de varios tanteos. Al construir la red de flujo, recuerde tomar en cuenta las condiciones de frontera. Para la red de flujo mostrada en la figura 4.12b, son aplicables las siguientes cuatro condiciones de frontera:

1. Las superficies aguas arriba y aguas abajo del estrato permeable (líneas *ab* y *de*) son líneas equipotenciales.
2. Como *ab* y *de* son líneas equipotenciales, todas las líneas de flujo las intersecan a ellas en ángulos rectos.
3. La frontera del estrato impermeable, es decir, la línea *fg*, es una línea de flujo y también lo es la superficie de la tablaestaca impermeable, o línea *acd*.
4. Las líneas equipotenciales intersecan *acd* y *fg*, en ángulos rectos.

Cálculo de la infiltración con una red de flujo

En cualquier red de flujo, la franja entre dos líneas de flujo cualquiera se llama *canal de flujo*. La figura 4.14 muestra un canal de flujo con las líneas equipotenciales formando ele-

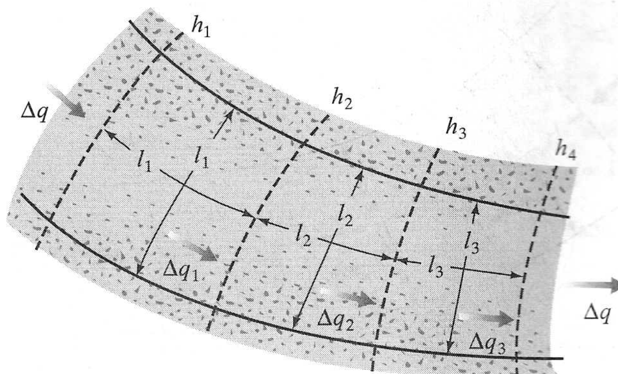


FIGURA 4.14 Infiltración a través de un canal de flujo con elementos cuadrados.

mentos cuadrados. Sean $h_1, h_2, h_3, h_4, \ldots, h_n$ los niveles piezométricos correspondientes a las líneas equipotenciales. La tasa de infiltración a través de un canal de flujo por longitud unitaria (perpendicular a la sección vertical a través del estrato permeable) se calcula como sigue: debido a que no existe flujo a través de las líneas de flujo,

$$\Delta q_1 = \Delta q_2 = \Delta q_3 = \ldots = \Delta q \tag{4.35}$$

De la ley de Darcy, la tasa de flujo es igual a kiA. La ecuación (4.35) entonces se escribe como

$$\Delta q = k\left(\frac{h_1 - h_2}{l_1}\right) l_1 = k\left(\frac{h_2 - h_3}{l_2}\right) l_2 = k\left(\frac{h_3 - h_4}{l_3}\right) l_3 = \ldots \tag{4.36}$$

La ecuación (4.36) muestra que si los elementos de flujo se dibujan como cuadrados aproximados, entonces la caída en el nivel piezométrico entre dos líneas equipotenciales cualesquiera es la misma, y se llama *caída de potencial.* Así entonces,

$$h_1 - h_2 = h_2 - h_3 = h_3 - h_4 = \ldots = \frac{H}{N_d} \tag{4.37}$$

y

$$\Delta q = k\frac{H}{N_d} \tag{4.38}$$

donde H = diferencia de carga entre los lados aguas arriba y aguas abajo
N_d = número de caídas de potencial

En la figura 4.12b, para cualquier canal de flujo, $H = H_1 - H_2$ y $N_d = 6$.

Si el número de canales de flujo en una red de flujo es igual a N_f, la tasa total de flujo a través de todos los canales por unidad de longitud se da por

$$q = k\frac{HN_f}{N_d} \tag{4.39}$$

Aunque dibujar elementos cuadrados para una red de flujo es conveniente, no siempre es necesario. Alternativamente, se dibuja una red rectangular para un canal de flujo, como muestra la figura 4.15, siempre que las razones de ancho a longitud para

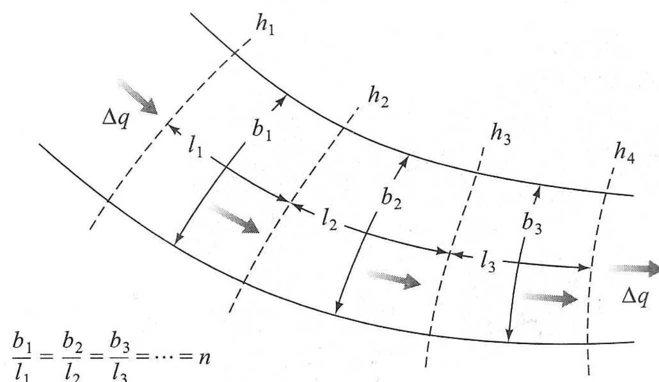


FIGURA 4.15 Infiltración a través de un canal de flujo con elementos rectangulares.

todos los elementos rectangulares en la red de flujo sean las mismas. En este caso, la ecuación (4.36) para la razón de flujo a través del canal se modifica a

$$\Delta q = k\left(\frac{h_1 - h_2}{l_1}\right)b_1 = k\left(\frac{h_2 - h_3}{l_2}\right)b_2 = k\left(\frac{h_3 - h_4}{l_3}\right)b_3 = \ldots \tag{4.40}$$

Si $b_1/l_1 = b_2/l_2 = b_3/l_3 = \ldots = n$ (es decir, los elementos no son cuadrados), las ecuaciones (4.38) y (4.39) se modifican:

$$\Delta q = kH\left(\frac{n}{N_d}\right) \tag{4.41}$$

o

$$q = kH\left(\frac{N_f}{N_d}\right)n \tag{4.42}$$

La figura 4.16 muestra una red de flujo para la infiltración alrededor de una sola hilera de tablaestacas. Note que los canales de flujo 1 y 2 tienen elementos cuadrados. Por consiguiente, la tasa de flujo a través de esos dos canales se obtiene con la ecuación (4.38):

$$\Delta q_1 + \Delta q_2 = k\frac{H}{N_d} + k\frac{H}{N_d} = 2k\frac{H}{N_d}$$

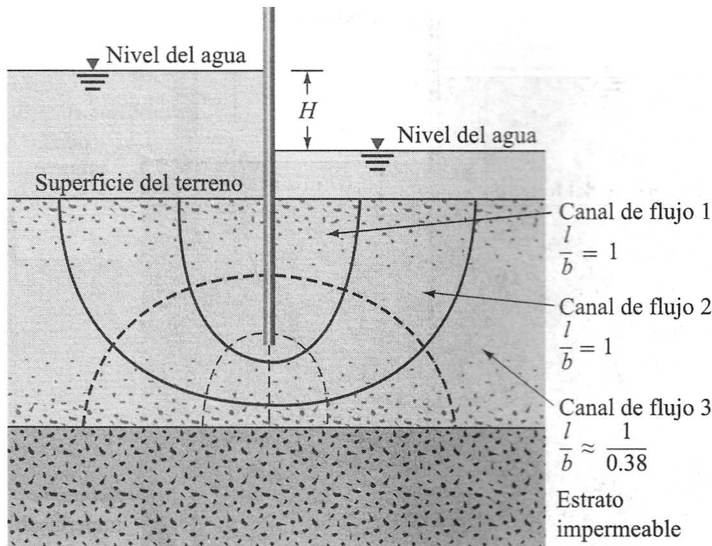


FIGURA 4.16 Red de flujo para la infiltración alrededor de una sola hilera de tablaestacas.

Sin embargo, el canal de flujo 3 tiene elementos rectangulares. Esos elementos tienen una razón de ancho a longitud de aproximadamente 0.38; por consiguiente, de la ecuación (4.41), tenemos

$$\Delta q_3 = kH \left(\frac{0.38}{N_d} \right)$$

La tasa total de infiltración se da entonces como

$$q = \Delta q_1 + \Delta q_2 + \Delta q_3 = 2.38 \frac{kH}{N_d}$$

EJEMPLO 4.9

En la figura 4.17 se muestra una red de flujo para el flujo alrededor de una sola hilera de tablaestacas en un estrato de suelo permeable. Se dan: $k_x = k_z = k = 5 \times 10^{-3}$ cm/s.

a. ¿A qué altura (arriba de la superficie del terreno) se elevará el agua si los piezómetros se colocan en los puntos *a, b, c* y *d*?

b. ¿Cuál es la tasa de infiltración a través del canal de flujo II por unidad de longitud (perpendicular a la sección mostrada)?

Solución

a. De la figura 4.17, vemos que $N_f = 3$ y $N_d = 6$. La diferencia de carga entre los lados aguas arriba y aguas abajo es de 3.33 m, por lo que la pérdida de carga para cada caída es de 3.33/6 = 0.555 m. El punto *a* está localizado sobre la línea

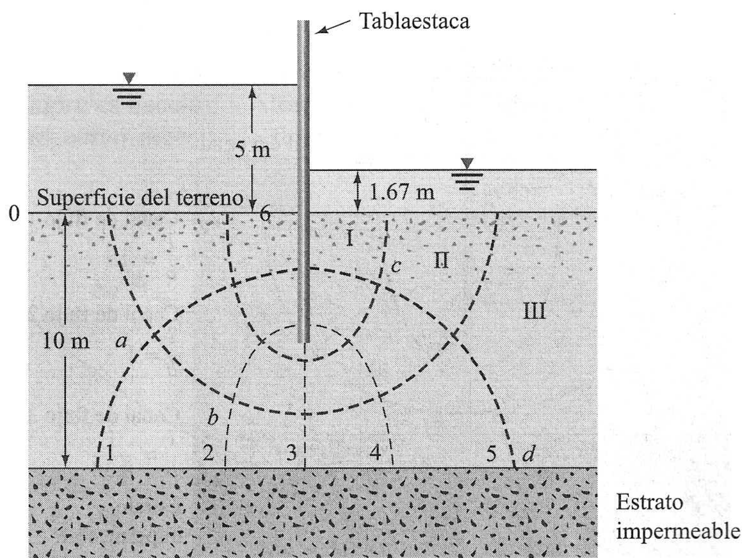


FIGURA 4.17 Red de flujo para el flujo alrededor de una sola hilera de tablaestacas en un estrato de suelo permeable.

equipotencial 1, lo que significa que la caída de potencial en a es 1×0.555 m. El agua en el piezómetro en a se elevará a una altura de $(5 - 0.555) =$ **4.445 m arriba de la superficie del terreno.** Similarmente, podemos calcular los otros niveles piezométricos:

$b = (5 - 2 \times 0.555) =$ **3.89 m arriba de la superficie del terreno**

$c = (5 - 5 \times 0.555) =$ **2.225 m arriba de la superficie del terreno**

$d = (5 - 5 \times 0.555) =$ **2.225 m arriba de la superficie del terreno**

b. De la ecuación (4.38), tenemos

$$\Delta q = k\frac{H}{N_d}$$

$$k = 5 \times 10^{-3}\ \text{cm/s} = 5 \times 10^{-5}\ \text{m/s}$$

$$\Delta q = (5 \times 10^{-5})(0.555) = \mathbf{2.775 \times 10^{-5}\ m^3/s/m}$$ ■

4.9 Ascención capilar en suelos

Los espacios vacíos continuos en el suelo actúan como montones de tubos capilares con secciones transversales variables; por lo tanto, debido al efecto de la tensión superficial, el movimiento del agua en el suelo tiene lugar por ascención capilar. La figura 4.18 muestra

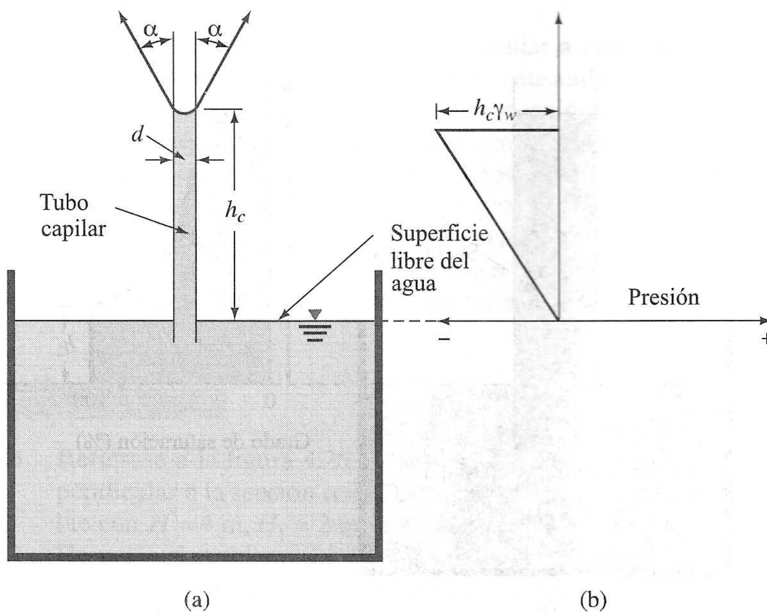


FIGURA 4.18 (a) Ascención del agua en un tubo capilar; (b) presión dentro de la altura de ascención en el tubo capilar (presión atmosférica tomada como referencia).

el concepto fundamental de la altura de ascención en un tubo capilar. La altura de ascención del agua en un tubo capilar se obtiene sumando las fuerzas en dirección vertical, o

$$\left(\frac{\pi}{4}d^2\right) h_c\gamma_w = \pi d T \cos\alpha \tag{4.43}$$

$$h_c = \frac{4T\cos\alpha}{d\gamma_w}$$

donde T = tensión superficial
α = ángulo de contacto
d = diámetro del tubo capilar
γ_w = peso específico del agua

De la ecuación (4.43) vemos que, con T, α y γ_w constantes,

$$h_c \propto \frac{1}{d} \tag{4.44}$$

La presión en cualquier punto en el tubo capilar arriba de la superficie libre del agua es negativa con respecto a la presión atmosférica, y la magnitud se da por $h\gamma_w$ (donde h = altura arriba de la superficie libre del agua).

Aunque el concepto de ascención capilar demostrado para un tubo capilar ideal se aplica a suelos, debe ser claro que los tubos capilares formados en los suelos tienen secciones transversales variables debido a la continuidad de los vacíos. Los resultados de la no uniformidad en la ascención capilar se ven cuando una columna seca de suelo arenoso es colocada en contacto con agua (figura 4.19). Después de cierto tiempo, la

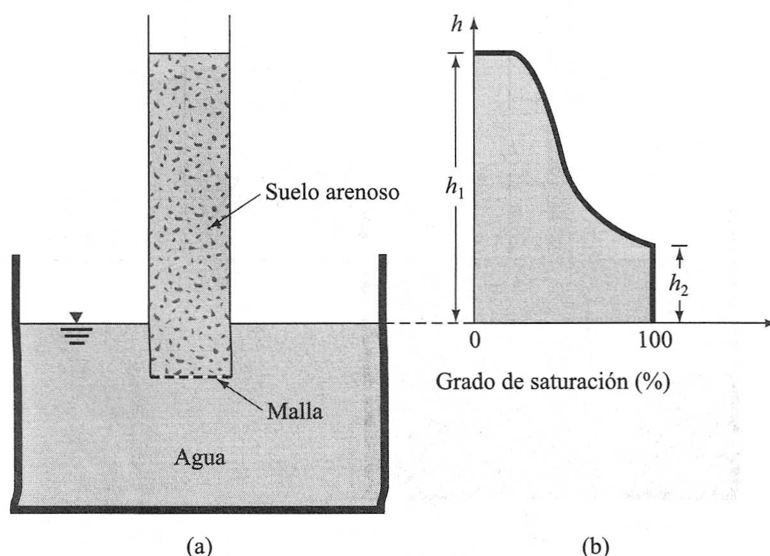


FIGURA 4.19 Efecto de capilaridad en suelo arenoso; (a) una columna de suelo en contacto con agua; (b) variación del grado de saturación en la columna de suelo.

Tabla 4.2 Rango aproximado de ascención capilar en suelos.

Tipo de suelo	Rango de ascención capilar (m)
Arena gruesa	0.1 – 0.15
Arena fina	0.3 – 1.2
Limo	0.75 – 7.5
Arcilla	7.5 – 20

variación del grado de saturación respecto a la altura de la columna de suelo causada por la ascención capilar será aproximadamente como muestra la figura 4.19b. El grado de saturación es casi de 100% hasta una altura h_2 y corresponde a los vacíos más grandes. Más allá de la altura h_2, el agua ocupa sólo los vacíos más pequeños; por consiguiente, el grado de saturación será menor a 100%. La altura máxima de ascención capilar corresponde a los vacíos más pequeños. Hazen (1930) dio la siguiente fórmula para determinar aproximadamente la altura de la ascención capilar

$$h_1 \text{(mm)} = \frac{C}{eD_{10}} \tag{4.45}$$

donde D_{10} = diámetro efectivo (mm)
e = relación de vacíos
C = constante que varía entre 10 y 50 mm^2

La ecuación (4.45) tiene una forma similar a la ecuación (4.44). Al disminuir D_{10}, el tamaño del poro en el suelo disminuirá, causando una ascención capilar mayor. La tabla 4.2 muestra el rango aproximado de ascención capilar en varios tipos de suelos.

La ascención capilar es importante en la formación de algunos tipos de suelos como el *caliche*, que puede encontrarse en los desiertos del sudoeste de Estados Unidos. El caliche es una mezcla de arena, limo y grava unidos entre sí por medio de depósitos calcáreos, los cuales son llevados a la superficie por una red de migración hacia arriba del agua por efecto de capilaridad. El agua se evapora en las altas temperaturas locales. Debido a la escasa lluvia, los carbonatos no son lavados de la capa superior del suelo.

Problemas

4.1 Refiérase a la figura 4.20. Encuentre la tasa de flujo en m^3/s/m de longitud (perpendicular a la sección transversal mostrada) a través del estrato de suelo permeable con $H = 4$ m, $H_1 = 2$ m, $h = 3.1$ m, $L = 30$ m, $\alpha = 14°$ y $k = 0.05$ cm/s.

4.2 Resuelva el problema 4.1 con los siguientes valores: $H = 2.2$ m, $H_1 = 1.5$ m, $h = 2.7$ m, $L = 5$ m, $\alpha = 20°$ y $k = 1.12 \times 10^{-5}$ m/s. La tasa de flujo debe darse en m^3/h/m de ancho (perpendicular a la sección transversal mostrada).

4.3 Refiérase al arreglo de carga constante mostrado en la figura 4.4. Para una prueba, se dan los siguientes valores:

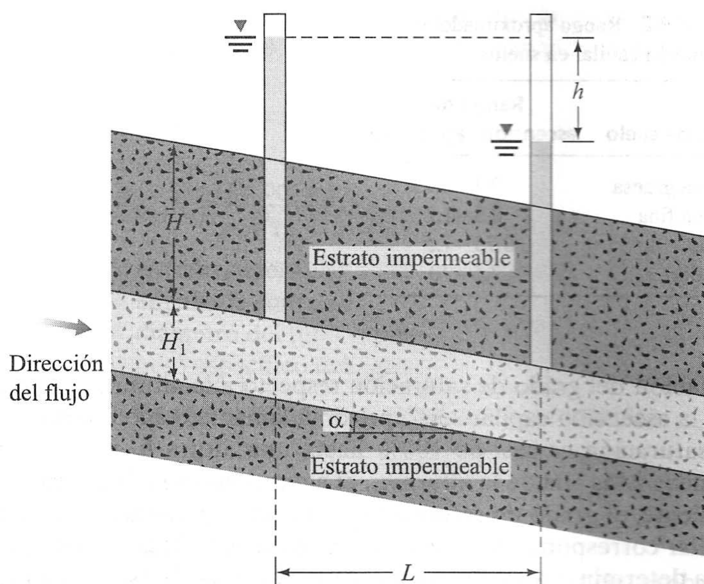


FIGURA 4.20

- L = 460 mm
- A = área de la muestra = 22.6 cm²
- Diferencia de carga constante = h = 700 mm
- Agua recolectada en 3 min = 354 cm³

Calcule la permeabilidad en cm/s.

4.4 Refiérase a la figura 4.4. Para una prueba de permeabilidad bajo carga constante en arena, se dan los siguientes valores:

- L = 350 mm
- A = 125 cm²
- h = 420 mm
- Agua recolectada en 3 min = 580 cm³
- Relación de vacíos de la arena = 0.61

Determine:
a. Permeabilidad k (cm/s)
b. Velocidad de infiltración

4.5 Para una prueba en laboratorio de permeabilidad bajo carga constante, se dan los siguientes valores: L = 250 mm y A = 105 cm². Si el valor de k = 0.014 cm/s y debe mantenerse una tasa de flujo de 120 cm³/min a través del suelo, ¿cuál es la diferencia de carga h a través de la muestra? Determine también la velocidad de descarga bajo las condiciones de la prueba.

4.6 Para una prueba de permeabilidad con carga variable, se dan los valores:

- Longitud de la muestra de suelo = 381 mm
- Área de la muestra de suelo = 19.4 cm^2
- Área de la bureta = 0.97 cm^2
- La diferencia de carga en el tiempo $t = 0$ es de 635 mm
- La diferencia de carga en el tiempo $t = 8$ min es de 305 mm

a. Determine la permeabilidad del suelo en cm/s.
b. ¿Cuál es la diferencia de carga en el tiempo $t = 4$ min?

4.7 Para una prueba de permeabilidad con carga variable, se dan los valores:

- Longitud de la muestra de suelo = 200 mm
- Área de la muestra de suelo = 1000 mm^2
- Área de la bureta = 40 mm^2
- La diferencia de carga en el tiempo $t = 0$ es de 500 mm
- La diferencia de carga en el tiempo $t = 3$ min es de 300 mm

a. Determine la permeabilidad del suelo en cm/s.
b. ¿Cuál es la diferencia de carga en el tiempo $t = 100$ s?

4.8 La permeabilidad k de un suelo es 0.832×10^{-5} cm/s a una temperatura de 20°C. Determine su permeabilidad absoluta a 20°C, si a 20°C, $\gamma_w = 9.789$ kN/m^3 y $\eta = 1.005 \times 10^{-3}$ N · s/m^2. (Newton-segundo sobre metro cuadrado.)

4.9 La permeabilidad de una arena con relación de vacíos de 0.62 es de 0.03 cm/s. Estime su permeabilidad bajo una relación de vacíos de 0.48. Use las ecuaciones (4.20) y (4.21).

4.10 Una cierta arena tiene porosidad $(n) = 0.31$ y $k = 0.066$ cm/s. Determine k cuando $n = 0.4$. Use las ecuaciones (4.20) y (4.21).

4.11 El peso específico seco máximo determinado en laboratorio para una arena de cuarzo es de 16.0 kN/m^3. Si la compactación relativa, en campo, es de 90%, determine la permeabilidad de la arena en la condición de compactación en campo (si k para la arena bajo la condición de peso específico seco máximo es de 0.03 cm/s y $G_s = 2.7$). Use la ecuación (4.21).

4.12 Para un suelo arenoso tenemos $e_{\text{máx}} = 0.66$, $e_{\text{mín}} = 0.36$ y k bajo una compacidad relativa de 90% = 0.008 cm/s. Determine k bajo una compacidad relativa de 50%. Use las ecuaciones (4.20) y (4.21).

4.13 Una arcilla normalmente consolidada tiene los valores dados en la tabla:

Relación de vacíos, e	k (cm/s)
0.8	1.2×10^{-6}
1.4	3.6×10^{-6}

Estime la permeabilidad de la arcilla bajo una relación de vacíos (e) de 0.62. Use la ecuación (4.24).

4.14 Una arcilla normalmente consolidada tiene los valores siguientes:

Relación de vacíos, e	k (cm/s)
1.2	0.2×10^{-6}
1.9	0.91×10^{-6}

Estime la magnitud de k de la arcilla bajo una relación de vacíos (e) de 0.9. Use la ecuación (4.24).

4.15 Refiérase a la figura 4.21 y use los siguientes valores:

- $H_1 = 7$ m, $D = 3.5$ m
- $H_2 = 1.75$ m, $D_1 = 7$ m

Dibuje una red de flujo. Calcule la pérdida por infiltración por metro de longitud del tablaestacado (perpendicular a la sección transversal mostrada).

4.16 Dibuje una red de flujo para una tablaestaca hincada en un estrato impermeable como muestra la figura 4.21, con los siguientes datos:

- $H_1 = 5$ m, $D = 4$ m
- $H_2 = 0.7$ m, $D_1 = 10$ m

Calcule la pérdida por infiltración por metro de longitud de la tablaestaca (perpendicular a la sección transversal mostrada).

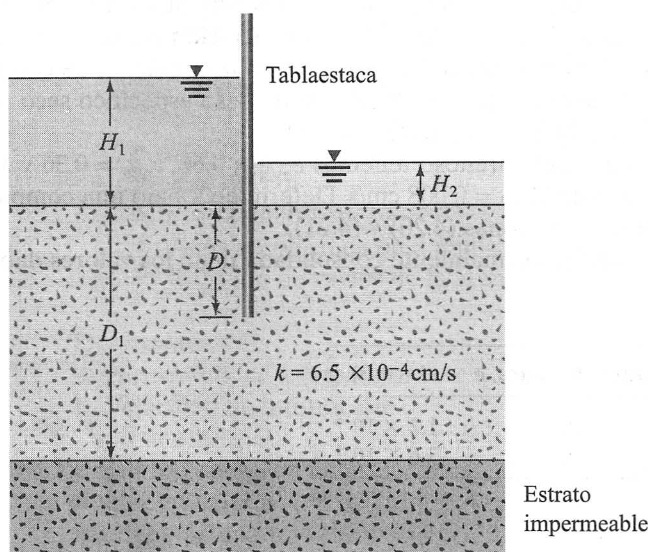


FIGURA 4.21

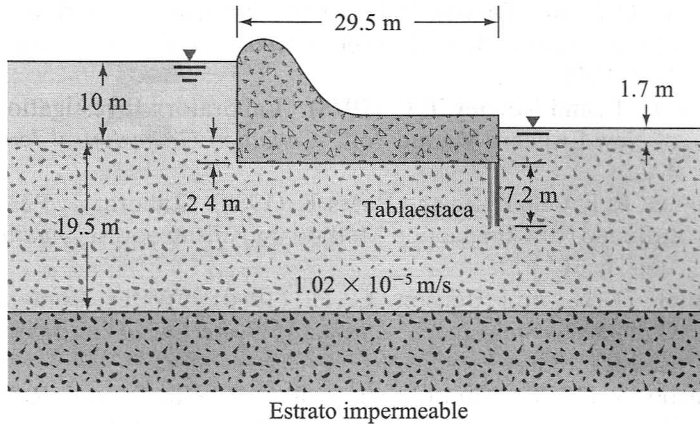


FIGURA 4.22

4.17 Dibuje una red de flujo para el vertedor mostrado en la figura 4.22. Calcule la tasa de infiltración bajo el vertedor.

Referencias

Darcy, H. (1856). *Les Fontaines Publiques de la Ville de Dijon,* Dalmont, Paris.

Das, B. M. (1997). *Advanced Soil Mechanics,* 2nd edition, Taylor and Francis, Washington, D.C.

Hazen, A. (1930). "Water Supply", in *American Civil Engineers Handbook,* Wiley, Nueva York.

Kenney, T.C., Lau, D., and Ofoegbu, G. I. (1984). "Permeability of Compacted Granular Materials," Canadian Geotechnical Journal, Vol. 21, No. 4, 726-729.

Samarasinghe, A.M., Huang, Y. H., and Drnevich, V. P. (1982). "Permeability and Consolidation of Normally Consolidated Soils," *Journal of the Geotechnical Engineering Division,* ASCE, Vol. 108, No. GT6, 835-850.

Referencias suplementarias para estudio adicional

Ahmad, S., Lacroix, Y., and Steinback, J. (1975). "Pumping Tests in an Unconfined Aquifer," *Proceedings, Conference on in situ* Measurement of Soil Properties, ASCE, Vol. 1, 1-21.

Al-Tabbaa, A., and Wood, D. M. (1987). "Some Measurements of the Permeability of Kaolin," *Geotechnique,* Vol. 37, 499-503.

Amer, A. M., and Awad, A. A. (1974). "Permeability of Cohesionless Soils," *Journal of the Geotechnical Engineering Division,* ASCE, Vol. 100, No. GT12, 1309-1316.

Basak, P. (1972). "Soil Structure and Its Effects on Hydraulic Conductivity," *Soil Science,* Vol. 114, No. 6, 417-422.

Benson, C. H., and Daniel, D. E. (1990). "Influence of Clods on Hydraulic Conductivity of Compacted Clay," *Journal of Geotechical Engineering,* ASCE, Vol. 116, No. 8, 1231-1248.

Chan, H. T., and Kenney, T. C. (1973). "Laboratory Investigation of Permeability Ratio of New Liskeard Varved Soil," *Canadian Geotechnical Journal,* Vol. 10, No. 3, 453-472.

Chapuis, R. P., Gill, D. E., and Baass, K. (1989). "Laboratory Permeability Tests on Sand: Influence of Compaction Method on Anisotropy," *Canadian Geotechnical Journal,* Vol. 26, 614-622.

Daniel, D. E., and Benson, C. H. (1990). "Water Content-Density Criteria for Compacted Soil Liners," *Journal of Geotechnical Engineering,* ASCE, Vol. 116, No. 12, 1811-1830.

Hansbo, S. (1960). "Consolidation of Clay with Special Reference to Influence of Vertical Sand Drains," Swedish Geotechnical Institute, *Proc. No. 18,* 41-61.

Tavenas, F., Jean, P., Leblond, F. T. P., and Leroueil, S. (1983). "The Permeability of Natural Soft Clays. Part II: Permeability Characteristics," *Canadian Geotechnical Journal,* Vol. 20, No. 4, 645-660.

5

Esfuerzos en una masa de suelo

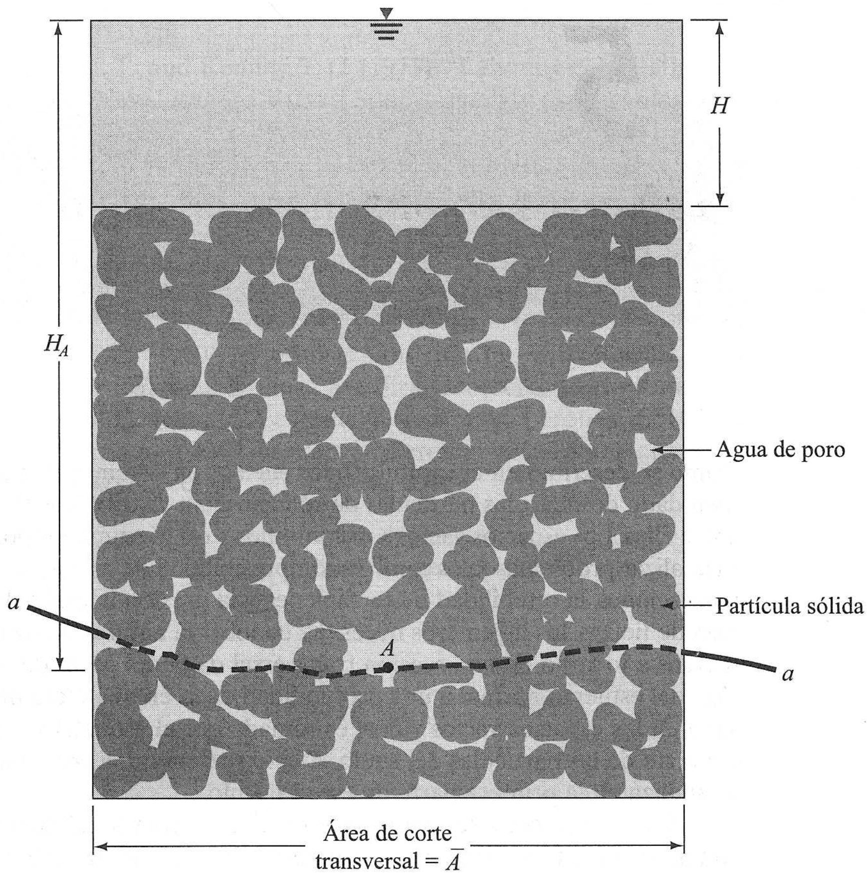
Como se describió en el capítulo 2, los suelos son sistemas de fase múltiple. En un volumen dado de suelo, las partículas de sólidos están distribuidas al azar con espacios vacíos entre ellas. Los espacios vacíos son continuos y están ocupados por agua, aire o ambos. Para analizar problemas tales como la compresibilidad de suelos, la capacidad de carga de cimentaciones, la estabilidad de terraplenes y la presión lateral sobre estructuras de retención de tierras, los ingenieros necesitan conocer la naturaleza de la distribución de los esfuerzos a lo largo de una sección transversal dada del perfil del suelo, es decir, qué fracción del esfuerzo normal a una profundidad dada en una masa de suelo es tomada por el agua en los espacios vacíos y cuál es tomada por el esqueleto del suelo en los puntos de contacto de las partículas del suelo. A esto se denomina *concepto del esfuerzo efectivo* y se analiza en la primera parte de este capítulo.

Cuando se construye una cimentación, tienen lugar cambios en el suelo bajo la cimentación. El esfuerzo neto usualmente se incrementa. Este aumento del esfuerzo neto en el suelo depende de la carga por área unitaria a la que la cimentación está sometida, de la profundidad debajo de la cimentación en la que se hace la estimación del esfuerzo, entre otros factores. Es necesario estimar el incremento neto del esfuerzo vertical en el suelo, que ocurre como resultado de la construcción de una cimentación, para así calcular los asentamientos. La segunda parte de este capítulo analiza los principios para estimar el *incremento* del *esfuerzo vertical* en suelos, causados por varios tipos de carga, con base en la teoría de la elasticidad. Aunque los depósitos de suelo natural no son materiales totalmente elásticos, isótropos u homogéneos, los cálculos para estimar incrementos en el esfuerzo vertical dan resultados bastante buenos para el trabajo práctico.

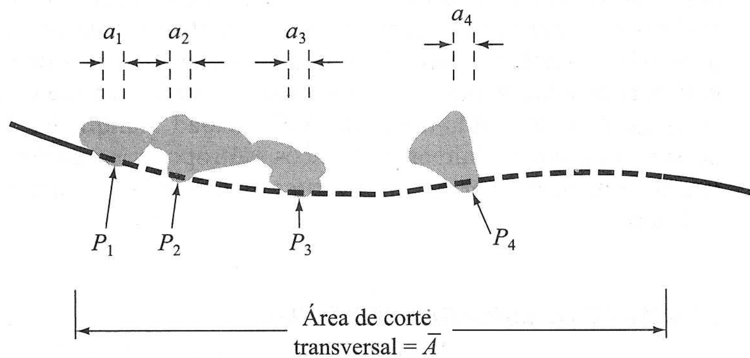
CONCEPTO DE ESFUERZO EFECTIVO

5.1 Esfuerzos en un suelo saturado sin infiltración

La figura 5.1a muestra una columna de suelo saturado sin infiltración de agua en ninguna dirección. El esfuerzo total σ en la elevación del punto A se obtiene a partir del peso específico saturado del suelo y del peso específico del agua arriba de él. Así entonces:



(a)



(b)

FIGURA 5.1 (a) Consideración del esfuerzo efectivo para una columna de suelo saturado sin infiltración; (b) fuerzas que actúan en los puntos de contacto de las partículas de suelo en el nivel del punto A.

$$\sigma = H\gamma_w + (H_A - H)\gamma_{sat} \tag{5.1}$$

donde γ_w = peso específico del agua
γ_{sat} = peso específico del suelo saturado
H = altura del nivel del agua desde la parte superior de la columna de suelo
H_A = distancia entre el punto A y el nivel del agua freática

El esfuerzo total σ dado por la ecuación (5.1) se divide en dos partes:

1. Una porción es tomada por el agua en los espacios vacíos, y actúa con igual intensidad en todas direcciones.
2. El resto del esfuerzo total es tomado por los sólidos del suelo en sus puntos de contacto. La suma de las componentes verticales de las fuerzas desarrolladas en los puntos de contacto de las partículas de sólidos por área de sección transversal unitaria de la masa del suelo se llama *esfuerzo efectivo.*

El concepto de esfuerzo efectivo se ilustra dibujando una línea ondulada *a-a* por el punto A que pase únicamente a través de los puntos de contacto de las partículas de sólidos. Sean $P_1, P_2, P_3, ..., P_n$ las fuerzas que actúan en los puntos de contacto de las partículas de suelo (figura 5.1b). La suma de las componentes verticales de todas aquellas fuerzas sobre el área de sección transversal unitaria es igual al esfuerzo efectivo σ' o

$$\sigma' = \frac{P_{1(v)} + P_{2(v)} + P_{3(v)} + \ldots + P_{n(v)}}{\bar{A}} \tag{5.2}$$

donde $P_{1(v)}, P_{2(v)}, P_{3(v)}, ..., P_{n(v)}$ son las componentes verticales de $P_1, P_2, P_3, ..., P_n$, respectivamente, y $\bar{A}$ es el área de la sección transversal de la masa de suelo bajo consideración.

De nuevo, si a_s es el área de sección transversal ocupada por los contactos sólido con sólido (es decir, $a_s = a_1 + a_2 + a_3 + ... + a_n$), entonces el espacio ocupado por el agua es igual a $(\bar{A} - a_s)$. Entonces escribimos

$$\sigma = \sigma' + \frac{u(\bar{A} - a_s)}{\bar{A}} = \sigma' = u(1 - a'_s) \tag{5.3}$$

donde $u = H_A\gamma_w$ = presión de poro del agua (es decir, presión hidrostática en A)
$a'_s = a_s/\bar{A}$ = fracción del área de sección transversal unitaria de la masa de suelo ocupada por los contactos de sólido a sólido

El valor de a'_s es muy pequeño y se desprecia para los rangos de presión encontrados generalmente en problemas prácticos. La ecuación (5.3) es entonces aproximada por

$$\sigma = \sigma' + u \tag{5.4}$$

donde a u se le llama también *esfuerzo neutro.* Sustituyendo la ecuación (5.1) por σ en la ecuación (5.4) da

$$\begin{aligned}\sigma' &= [H\gamma_w + (H_A - H)\gamma_{sat}] - H_A\gamma_w \\ &= (H_A - H)(\gamma_{sat} - \gamma_w) \\ &= (\text{altura de la columna de suelo}) \times \gamma' \end{aligned} \tag{5.5}$$

donde $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$ es el peso específico sumergido del suelo. Es claro entonces que el esfuerzo efectivo en cualquier punto A es independiente de la profundidad del agua H sobre el suelo sumergido.

El principio del esfuerzo efectivo [ecuación.(5.4)] fue primero desarrollado por Terzaghi (1925, 1936). Skempton (1960) extendió el trabajo de Terzaghi y propuso la relación entre el esfuerzo total y el efectivo en la forma de la ecuación (5.3).

EJEMPLO 5.1 En la figura 5.2 se muestra el perfil de un suelo. Calcule el esfuerzo total, la presión de poro del agua y el esfuerzo efectivo en los puntos A, B, C y D.

Solución En A: Esfuerzo total: $\sigma'_A = \mathbf{0}$

Presión de poro del agua $u_A = \mathbf{0}$

Esfuerzo efectivo: $\sigma'_A = \mathbf{0}$

En B: $\sigma_B = 3\gamma_{seco(arena)} = 3 \times 16.5 = \mathbf{49.5\ kN/m^2}$

$u_B = \mathbf{0\ kN/m^2}$

$\sigma'_B = 49.5 - 0 = \mathbf{49.5\ kN/m^2}$

En C: $\sigma_C = 6\gamma_{seco\ (arena)} = 6 \times 16.5 = \mathbf{99\ kN/m^2}$

$u_C = \mathbf{0\ kN/m^2}$

$\sigma'_C = 99 - 0 = \mathbf{99\ kN/m^2}$

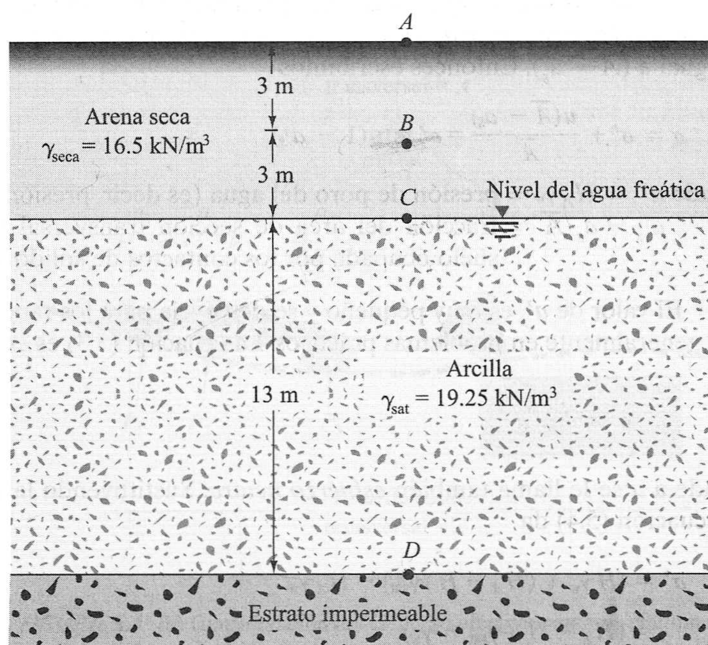


FIGURA 5.2

En D: $\sigma_D = 6\gamma_{\text{seco(arena)}} + 13\gamma_{\text{sat(arcilla)}}$

$= 6 \times 16.5 + 13 \times 19.25$

$= 99 + 250.25 = \mathbf{349.25\ kN/m^2}$

$u_D = 13\gamma_w = 13 \times 9.81 = \mathbf{127.53\ kN/m^2}$

$\sigma'_D = 349.25 - 127.53 = \mathbf{221.72\ kN/m^2}$ ■

5.2 Esfuerzos en un suelo saturado con infiltración

Si se tiene infiltración, el esfuerzo efectivo en cualquier punto en una masa de suelo será diferente al del caso estático. Éste crecerá o decrecerá, dependiendo de la dirección de la infiltración.

Infiltración hacia arriba

La figura 5.3a muestra una capa de suelo granular en un tanque donde la infiltración hacia arriba es causada por la adición de agua a través de una válvula situada en el fondo del tanque. La tasa de agua suministrada se mantiene constante. La pérdida de carga causada por la infiltración hacia arriba entre los niveles de los puntos A y B es h. Tomando en cuenta que el esfuerzo total en cualquier punto en la masa de suelo es determinado únicamente por el peso del suelo y del agua arriba de éste, calculamos ahora el esfuerzo efectivo en los puntos A y B:

En A

- Esfuerzo total: $\sigma_A = H_1\gamma_w$
- Presión de poro del agua: $u_A = H_1\gamma_w$
- Esfuerzo efectivo: $\sigma'_A = \sigma_A - u_A = 0$

En B

- Esfuerzo total: $\sigma_B = H_1\gamma_w + H_2\gamma_{sat}$
- Presión de poro del agua: $u_B = (H_1 + H_2 + h)\gamma_w$
- Esfuerzo efectivo: $\sigma'_B = \sigma_B - u_B$

$$= H_2(\gamma_{sat} - \gamma_w) - h\gamma_w$$
$$= H_2\gamma' - h\gamma_w$$

Similarmente, calculamos el esfuerzo efectivo en un punto C localizado a una profundidad z debajo de la parte superior de la superficie del suelo:

En C

- Esfuerzo total $\sigma_C = H_1\gamma_w + z\gamma_{sat}$
- Presión de poro del agua: $u_C = \left(H_1 + z + \frac{h}{H_2}z\right)\gamma_w$
- Esfuerzo efectivo: $\sigma'_C = \sigma_C - u_C$

$$= z(\gamma_{sat} - \gamma_w) - \frac{h}{H_2}z\gamma_w$$
$$= z\gamma' - \frac{h}{H_2}z\gamma_w$$

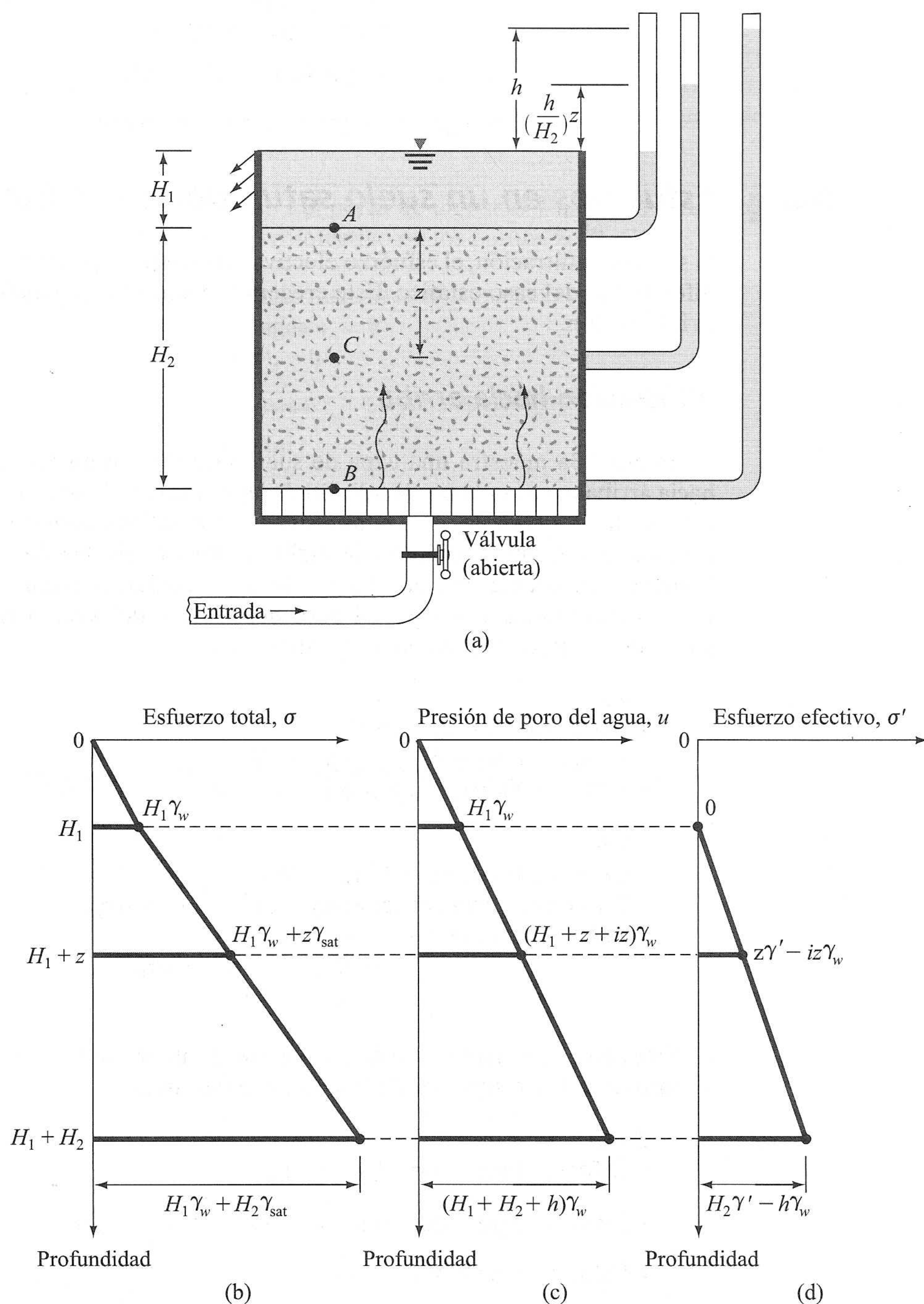


FIGURA 5.3 (a) Estrato de suelo en un tanque con infiltración hacia arriba; variación del (b) esfuerzo total; (c) presión de poro del agua; (d) esfuerzo efectivo con la profundidad en un estrato de suelo con infiltración hacia arriba.

Note que h/H_2 es el gradiente hidráulico i causado por el flujo, y entonces

$$\sigma'_c = z\gamma' - iz\gamma_w \tag{5.6}$$

Las variaciones del esfuerzo total, de la presión de poro del agua y del esfuerzo efectivo con la profundidad están graficadas en las figuras 5.3b, c, y d, respectivamente. Si la tasa de infiltración y del gradiente hidráulico son incrementadas gradualmente, se alcanzará una condición límite, en donde

$$\sigma'_c = z\gamma' - i_{cr} z\gamma_w = 0 \tag{5.7}$$

donde i_{cr} = gradiente hidráulico crítico (para un esfuerzo efectivo nulo). En tal situación, la estabilidad del suelo se perderá. A esto se le llama *ebullición* o *condición rápida*.

De la ecuación (5.7), tenemos

$$i_{cr} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} \tag{5.8}$$

Para la mayoría de los suelos, el valor de i_{cr} varía entre 0.9 y 1.1, con un promedio de 1.

Infiltración hacia abajo

La condición de infiltración hacia abajo se muestra en la figura 5.4a. El nivel del agua en el tanque de suelo se mantiene constante ajustando el suministro desde la parte superior y la salida en el fondo.

El gradiente hidráulico causado por la infiltración hacia abajo es $i = h/H_2$. El esfuerzo total, la presión de poro del agua y el esfuerzo efectivo en cualquier punto C son, respectivamente,

$$\sigma_C = H_1\gamma_w + z\gamma_{sat}$$

$$u_C = (H_1 + z - iz)\gamma_w$$

$$\sigma'_C = (H_1\gamma_w + z\gamma_{sat}) - (H_1 + z - iz)\gamma_w$$

$$= z\gamma' + iz\gamma_w \tag{5.9}$$

Las variaciones del esfuerzo total, de la presión de poro del agua y del esfuerzo efectivo con la profundidad se muestran también gráficamente en las figuras 5.4b, c y d.

EJEMPLO 5.2

Se realizó una perforación exploratoria en un estrato de arcilla firme saturada (figura 5.5). Se observó que la capa subyacente de arena estaba bajo presión artesiana. El agua en la perforación se elevó a una altura H_1 por arriba de la capa de arena. Si va a realizarse una excavación a cielo abierto en la arcilla, ¿qué tan profunda debe hacerse la excavación antes de que el fondo se bufe? Se dan H = 8 m, H_1 = 4 m y w = 32%.

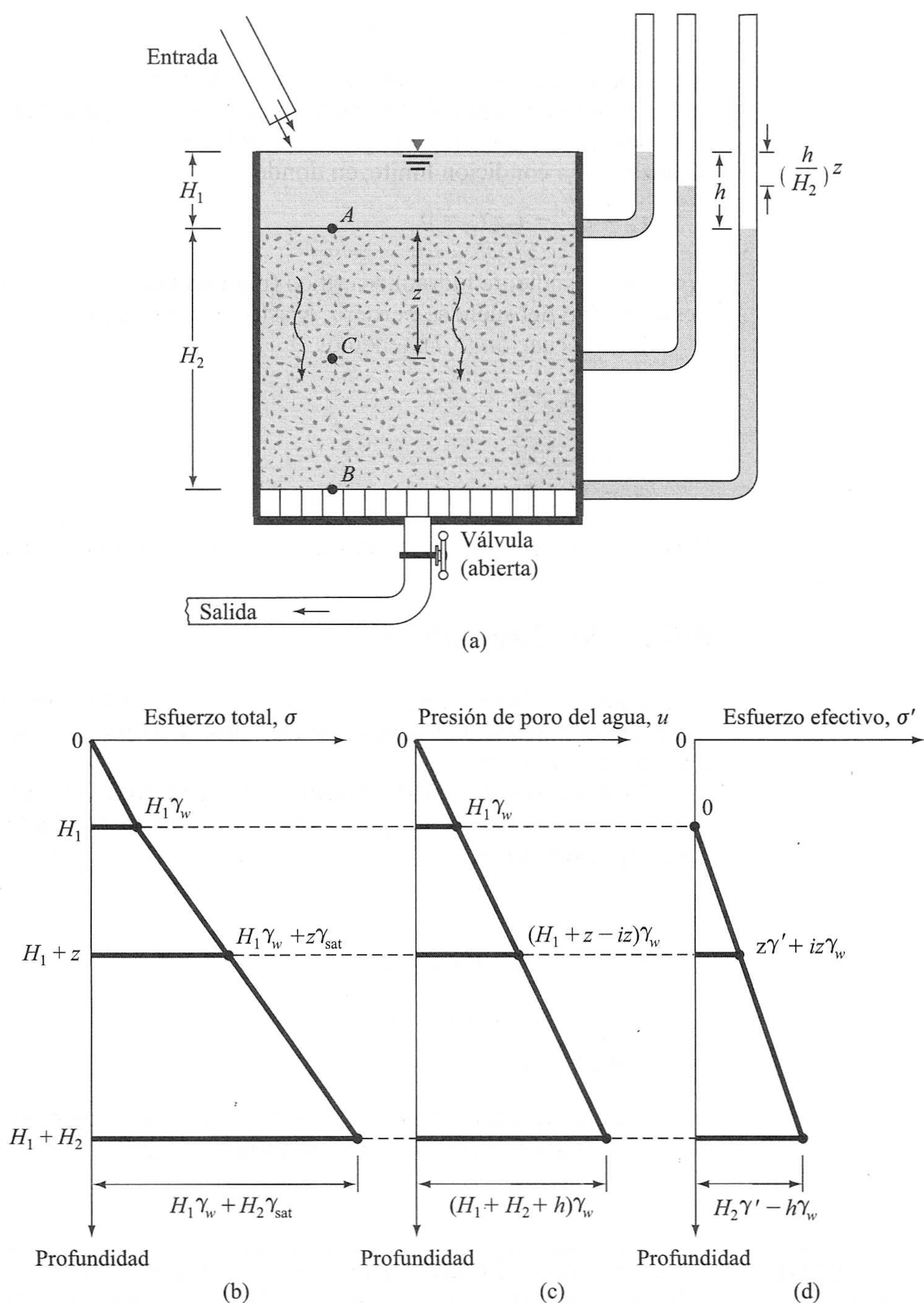


FIGURA 5.4 (a) Estrato de suelo en un tanque con infiltración hacia abajo; variación del (b) esfuerzo total; (c) presión de poro del agua; (d) esfuerzo efectivo con la profundidad en un estrato de suelo con infiltración hacia abajo.

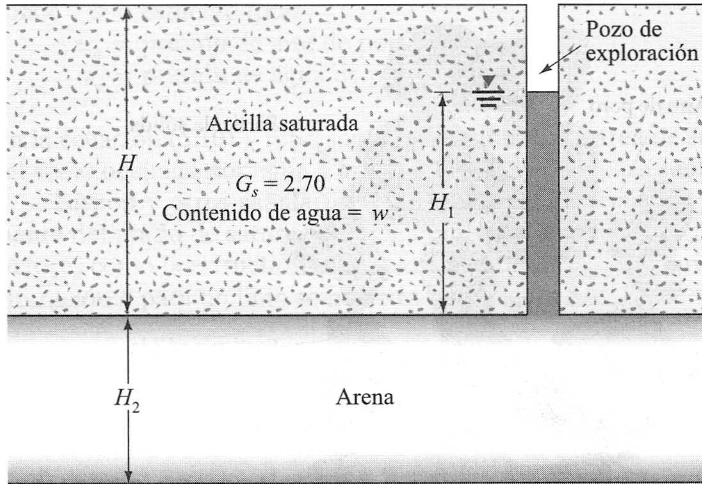


FIGURA 5.5

Solución Considere un punto en la interfaz arena–arcilla. Para tener levantamiento, $\sigma' = 0$, por lo que

$$(H - H_{exc})\gamma_{sat(arcilla)} - H_1\gamma_w = 0$$

$$\gamma_{sat(arcilla)} = \frac{G_s\gamma_w + wG_s\gamma_w}{1 + e} = \frac{[2.70 + (0.32)(2.70)](9.81)}{1 + (0.32)(2.70)}$$

$$= 18.76 \text{ kN/m}^3$$

Entonces,

$$(8 - H_{exc})(18.76) - (3)(9.81) = 0$$

$$H_{exc} = 8 - \frac{(3)(9.81)}{18.76} = \mathbf{6.43\ m}$$

■

5.3 Esfuerzo efectivo en un suelo parcialmente saturado

En un suelo parcialmente saturado, el agua en los espacios vacíos no es continua, y se tiene un sistema de tres fases, es decir, sólido, agua de poros y aire de poros (figura 5.6). Por consiguiente, el esfuerzo total en cualquier punto en un perfil de suelo está formado por presiones intergranulares, presiones de aire de poro y presiones de agua de poros. Con base en resultados de pruebas de laboratorio, Bishop y otros (1960) dieron la siguiente ecuación para el esfuerzo efectivo σ' en suelos parcialmente saturados:

$$\sigma' = \sigma - u_a + \chi(u_a - u_w) \tag{5.10}$$

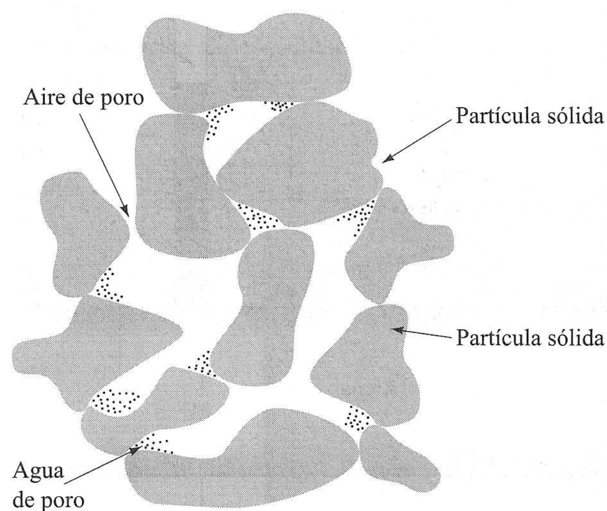


FIGURA 5.6 Suelo parcialmente saturado.

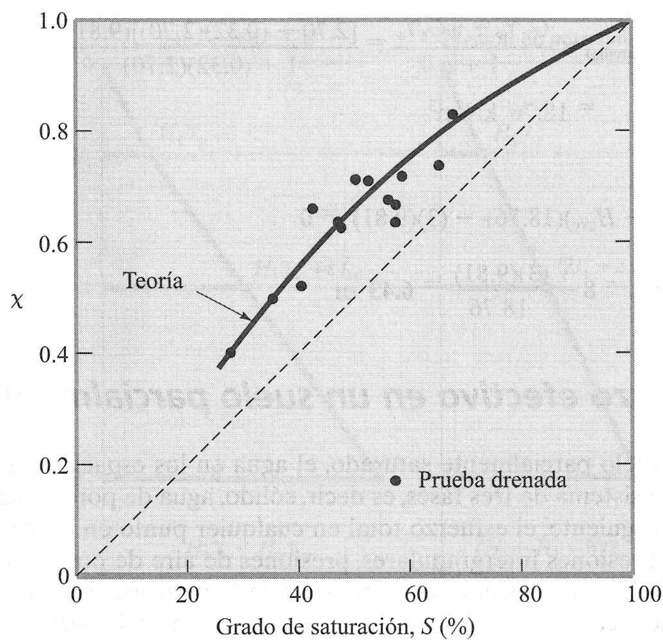


FIGURA 5.7 Relación entre el parámetro χ y el grado de saturación para limo Bearhead (según Bishop y otros, 1960).

donde σ = esfuerzo total

u_a = presión de aire de poros

u_w = presión de agua de poros

En la ecuación (5.10) χ representa la fracción de un área de sección transversal unitaria del suelo ocupada por agua. Para suelo seco, $\chi = 0$ y para suelo saturado $\chi = 1$.

Bishop y otros señalaron que los valores intermedios de χ dependen principalmente del grado de saturación S. Sin embargo, esos valores también son afectados por factores como la estructura del suelo. La naturaleza de la variación de χ con el grado de saturación S para un limo se muestra en la figura 5.7.

INCREMENTO DEL ESFUERZO VERTICAL DEBIDO A VARIOS TIPOS DE CARGA

5.4 Esfuerzo causado por una carga puntual

Boussinesq (1883) resolvió el problema de los esfuerzos producidos en cualquier punto de un medio homogéneo, elástico e isótropo como resultado de una carga puntual aplicada sobre la superficie de un semiespacio infinitamente grande. De acuerdo con la figura 5.8, la solución de Boussinesq para los esfuerzos normales en un punto A causado por la carga puntual P es

$$\Delta\sigma_x = \frac{P}{2\pi}\left\{\frac{3x^2z}{L^5} - (1-2\mu)\left[\frac{x^2-y^2}{Lr^2(L+z)} + \frac{y^2z}{L^3r^2}\right]\right\} \tag{5.11a}$$

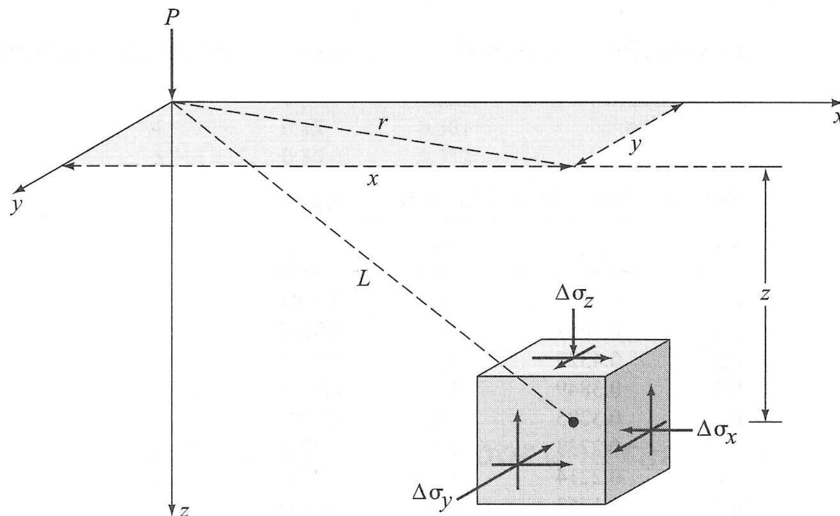


FIGURA 5.8 Esfuerzos en un medio elástico causados por una carga puntual.

$$\Delta\sigma_y = \frac{P}{2\pi}\left\{\frac{3y^2z}{L^5} - (1-2\mu)\left[\frac{y^2-x^2}{Lr^2(L+z)} + \frac{x^2z}{L^3r^2}\right]\right\} \tag{5.11b}$$

y

$$\Delta\sigma_z = \frac{3P}{2\pi}\frac{z^3}{L^5} = \frac{3P}{2\pi}\frac{z^3}{(r^2+z^2)^{5/2}} \tag{5.12}$$

donde $r = \sqrt{x^2+y^2}$
$L = \sqrt{x^2+y^2+z^2} = \sqrt{r^2+z^2}$
μ = relación de Poisson

Note que las ecuaciones (5.11a) y (5.11b), que son las expresiones para los esfuerzos normales horizontales, dependen de la relación de Poisson del medio. Sin embargo, la relación para el esfuerzo normal vertical, $\Delta\sigma_z$, dada por la ecuación (5.12), es independiente de la relación de Poisson. La relación para $\Delta\sigma_z$ se reescribe en la siguiente forma:

$$\Delta\sigma_z = \frac{P}{z^2}\left\{\frac{3}{2\pi}\frac{1}{[(r/z)^2+1]^{5/2}}\right\} = \frac{P}{z^2}I_1 \tag{5.13}$$

donde $I_1 = \dfrac{3}{2\pi}\dfrac{1}{[(r/z)^2+1]^{5/2}}$. (5.14)

La variación de I_1 para varios valores de r/z está dada en la tabla 5.1.

Tabla 5.1 Variación de I_1 [ecuación (5.14)].

r/z	I_1	r/z	I_1
0	0.4775	0.9	0.1083
0.1	0.4657	1.0	0.0844
0.2	0.4329	1.5	0.0251
0.3	0.3849	1.75	0.0144
0.4	0.3295	2.0	0.0085
0.5	0.2733	2.5	0.0034
0.6	0.2214	3.0	0.0015
0.7	0.1762	4.0	0.0004
0.8	0.1386	5.0	0.00014

Tabla 5.2 Valores representativos de la relación de Poisson.

Tipo de suelo	Relación de Poisson, μ
Arena suelta	0.2 – 0.4
Arena media	0.25 – 0.4
Arena densa	0.3 – 0.45
Arena limosa	0.2 – 0.4
Arcilla blanda	0.15 – 0.25
Arcilla media	0.2 – 0.5

Valores típicos de la relación de Poisson para varios suelos se dan en la tabla 5.2.

EJEMPLO 5.3 Considere una carga puntual $P = 4.5$ kN (figura 5.8). Grafique la variación del incremento del esfuerzo vertical $\Delta\sigma_z$ con la profundidad causada por la carga puntual debajo de la superficie del terreno, con $x = 1$ m y $y = 1.5$ m.

Solución Tenemos

$$r = \sqrt{x^2 + y^2} = \sqrt{1^2 + 1.5^2} = 1.8 \text{ m}$$

Preparamos ahora la siguiente tabla:

r (m)	z (m)	$\frac{r}{z}$	I_1*	$\Delta\sigma_z$† (kN/m²)
1.8	0.5	3.6	0.0007	0.013
	1	1.8	0.013	0.059
	2	0.9	0.108	0.122
	3	0.6	0.221	0.111
	4	0.45	0.301	0.085
	5	0.36	0.352	0.063

* Ecuación (5.14)
† Ecuación (5.15)

La figura 5.9 muestra la variación de $\Delta\sigma_z$ con la profundidad z. ■

5.5 Esfuerzo vertical causado por una carga de línea

La figura 5.10 muestra una carga flexible de línea de longitud infinita que tiene una intensidad q por longitud unitaria sobre la superficie de una masa de suelo semi-infinita. El

$\Delta\sigma_z$(kN/m^2)

0 0.02 0.04 0.06 0.08 0.10 0.12 0.14

z(m)

0 1 2 3 4 5

FIGURA 5.9

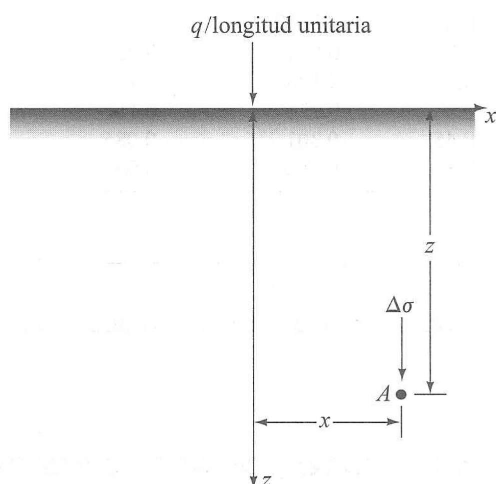


FIGURA 5.10 Carga de línea sobre la superficie de una masa de suelo semiinfinita.

Tabla 5.3 Variación de $\Delta\sigma/(q/z)$ con x/z [ecuación (5.16)].

x/z	$\dfrac{\Delta\sigma}{q/z}$
0	0.637
0.1	0.624
0.2	0.589
0.3	0.536
0.4	0.473
0.5	0.407
0.6	0.344
0.7	0.287
0.8	0.237
0.9	0.194
1.0	0.159
1.5	0.060
2.0	0.025
3.0	0.006

incremento del esfuerzo vertical $\Delta\sigma$ dentro de la masa del suelo se determina usando los principios de la teoría de la elasticidad, o

$$\Delta\sigma = \frac{2qz^3}{\pi(x^2 + z^2)^2} \tag{5.15}$$

La ecuación anterior se reescribe como

$$\Delta\sigma = \frac{2q}{\pi z[(x/z)^2 + 1]^2}$$

o

$$\frac{\Delta\sigma}{(q/z)} = \frac{2}{\pi[(x/z)^2 + 1]^2} \tag{5.16}$$

Note que la ecuación (5.16) está escrita en forma adimensional; usándola calculamos la variación de $\Delta\sigma/(q/z)$ con x/z. La variación se da en la tabla 5.3. El valor de $\Delta\sigma$ calculado usando la ecuación (5.16) es el esfuerzo adicional sobre el suelo causado por la carga de línea. El valor de $\Delta\sigma$ no incluye la presión de sobrecarga del suelo arriba del punto A.

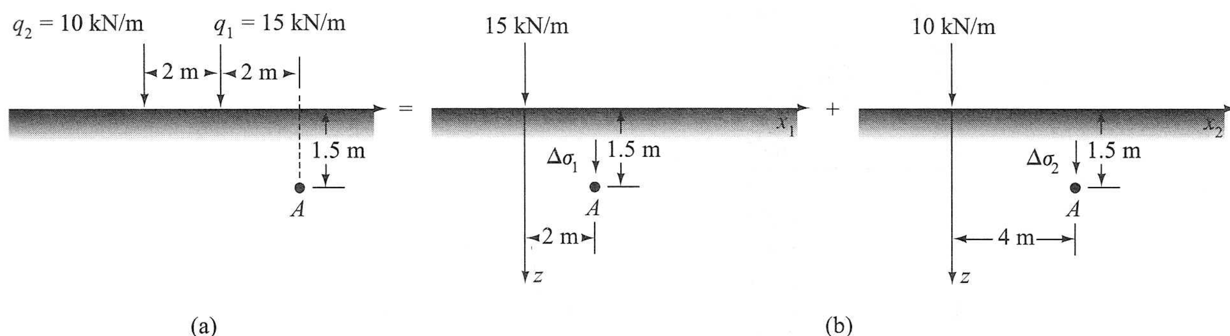


FIGURA 5.11 (a) Dos cargas de línea sobre la superficie del terreno; (b) uso del principio de superposición para obtener el esfuerzo en el punto A.

EJEMPLO 5.4

La figura 5.11a muestra dos cargas de línea sobre la superficie del terreno. Determine el incremento en el esfuerzo en el punto A.

Solución Refiérase a la figura 5.11b. El esfuerzo total en el punto A es

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2$$

o

$$\Delta\sigma = \frac{2q_1z^3}{\pi(x_1^2 + z^2)^2} + \frac{2q_2z^3}{\pi(x_2^2 + z^2)^2}$$

$$= \frac{(2)(15)(1.5)^3}{\pi[(2)^2 + (1.5)^2]^2} + \frac{(2)(10)(1.5)^3}{\pi[(4)^2 + (1.5)^2]^2}$$

$$= 0.825 + 0.065 = \mathbf{0.89\ kN/m}$$

■

5.6 *Esfuerzo vertical causado por una carga de franja (ancho finito y longitud infinita)*

La ecuación fundamental para el incremento del esfuerzo vertical en un punto de una masa de suelo como resultado de una carga de línea (véase la sección 5.5) se usa para determinar el esfuerzo vertical en un punto causado por una carga de franja flexible de ancho B (figura 5.12). Sea la carga por área unitaria de la franja mostrada en la figura 5.12 igual a q. Si consideramos una franja elemental de ancho dr, la carga por longitud unitaria de esta franja será igual a $q\ dr$. Esta franja elemental se trata como una carga de línea. La ecuación (5.15) da el incremento del esfuerzo vertical $d\sigma$ en el punto A dentro

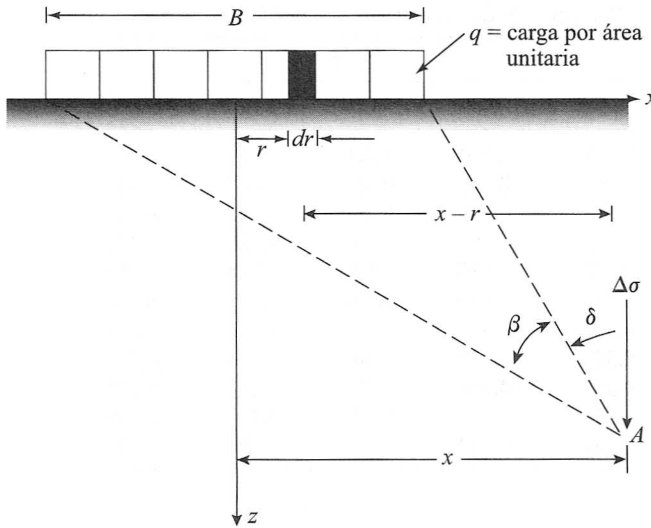


FIGURA 5.12 Esfuerzo vertical causado por una carga flexible de franja (*Nota:* los ángulos medidos en sentido contrario a las manecillas del reloj se consideran positivos).

de la masa de suelo causado por esta carga de franja elemental. Para calcular el incremento del esfuerzo vertical, tenemos que sustituir $q\,dr$ por q y $(x - r)$ por x. Entonces,

$$d\sigma = \frac{2(q\,dr)z^3}{\pi[(x - r)^2 + z^2]^2} \tag{5.17}$$

El incremento total en el esfuerzo vertical ($\Delta\sigma$) en el punto A causado por la carga de franja completa, de ancho B, se determina por la integración de la ecuación (5.17) con límites de r de $-B/2$ a $+B/2$, o

$$\Delta\sigma = \int d\sigma = \int_{-B/2}^{+B/2} \left(\frac{2q}{\pi}\right) \left\{\frac{z^3}{[(x - r)^2 + z^2]^2}\right\} dr$$

$$= \frac{q}{\pi} \left\{\tan^{-1}\left[\frac{z}{x - (B/2)}\right] - \tan^{-1}\left[\frac{z}{x + (B/2)}\right] - \frac{Bz\,[x^2 - z^2 - (B^2/4)]}{[x^2 + z^2 - (B^2/4)]^2 + B^2z^2}\right\} \tag{5.18}$$

La ecuación (5.18) se simplifica a

$$\Delta\sigma = \frac{q}{\pi}[\beta + \operatorname{sen}\beta\cos(\beta + 2\delta)] \tag{5.19}$$

Los ángulos β y δ están definidos en la figura 5.12.

Tabla 5.4 Variación de $\Delta\sigma / q$ con $2z / B$ y $2x / B$.

	$2x/B$				
$2z/B$	0	0.5	1.0	1.5	2.0
0	1.000	1.000	0.500	—	—
0.5	0.959	0.903	0.497	0.089	0.019
1.0	0.818	0.735	0.480	0.249	0.078
1.5	0.668	0.607	0.448	0.270	0.146
2.0	0.550	0.510	0.409	0.288	0.185
2.5	0.462	0.437	0.370	0.285	0.205
3.0	0.396	0.379	0.334	0.273	0.211
3.5	0.345	0.334	0.302	0.258	0.216
4.0	0.306	0.298	0.275	0.242	0.205
4.5	0.274	0.268	0.251	0.226	0.197
5.0	0.248	0.244	0.231	0.212	0.188

La tabla 5.4 muestra la variación de $\Delta\sigma/q$ con $2z/B$ para $2x/B$ igual a 0, 0.5, 1.0, 1.5 y 2.0. Ésta se usa para calcular el esfuerzo vertical en un punto causado por una carga de franja flexible. El incremento neto dado por la ecuación (5.19) también se usa para calcular esfuerzos en varios puntos de la retícula bajo la carga; entonces se dibujan las *isobaras* de esfuerzo. Éstas son líneas de igual incremento de esfuerzo. Algunas isobaras de presión vertical están dibujadas en la figura 5.13.

EJEMPLO 5.5

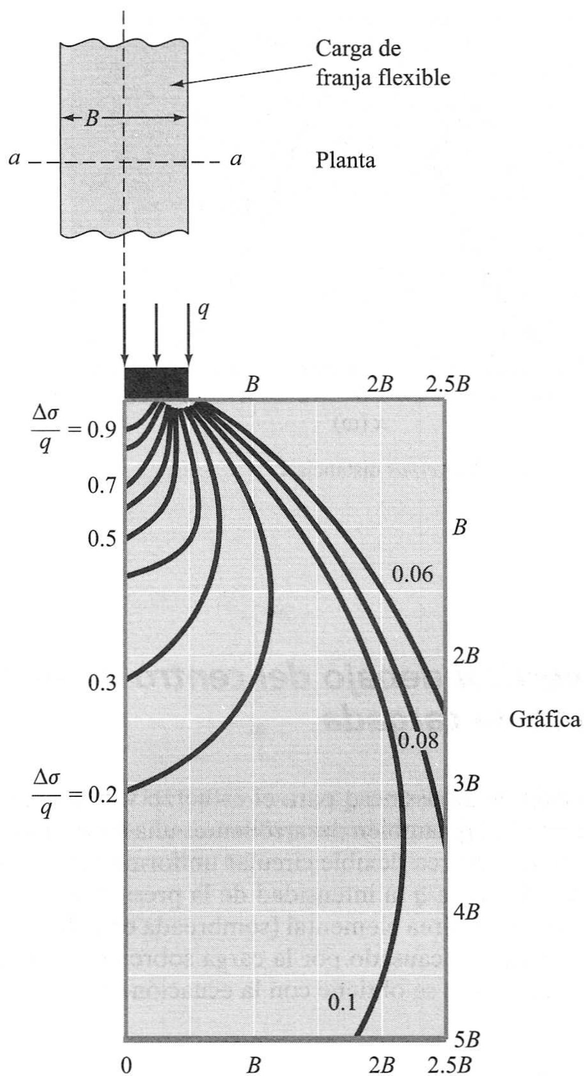
Con referencia a la figura 5.12, se dan $q = 200$ kN/m², $B = 6$ m, y $z = 3$ m. Determine el incremento del esfuerzo vertical en $x = \pm 9$ m, ± 6 m, ± 3 m y 0 m. Dibuje una gráfica de $\Delta\sigma$ versus x.

Solución Elaboramos la siguiente tabla:

x (m)	$2x/B$	$2z/B$	$\Delta\sigma/q$*	$\Delta\sigma$† kN/m²
±9	±3	1	0.0171	3.42
±6	±2	1	0.078	15.6
±3	±1	1	0.480	96.0
0	0	1	0.8183	163.66

* De la tabla 5.4
† $q = 200$ kN/m²

La gráfica de $\Delta\sigma$ *versus* x se da en la figura 5.14. ■



(*Nota:* las isobaras son para una línea *a–a* como se muestra sobre la planta.)

FIGURA 5.13 Isobaras de presión vertical bajo una carga flexible de franja.

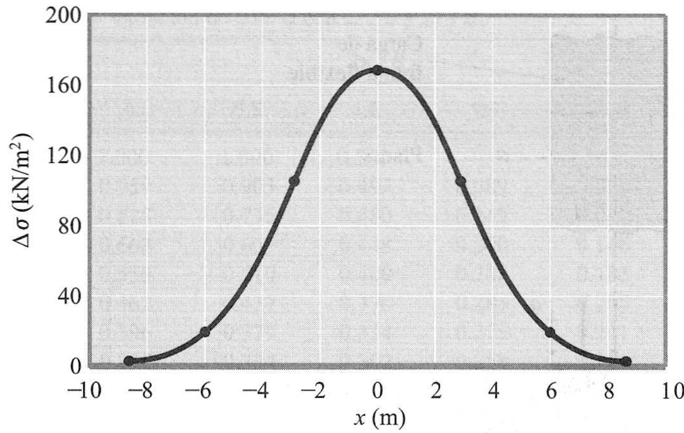


FIGURA 5.14 Gráfica de $\Delta\sigma$ *versus* distancia x.

5.7 Esfuerzo vertical debajo del centro de un área circular uniformemente cargada

Usando la solución de Boussinesq para el esfuerzo vertical $\Delta\sigma$ causado por una carga puntual [ecuación (5.12)], también desarrollamos una expresión para el esfuerzo vertical debajo del centro de un área flexible circular uniformemente cargada.

De la figura 5.15, sea q la intensidad de la presión sobre el área circular de radio R. La carga total sobre el área elemental (sombreada en la figura) = $qr\,dr\,d\alpha$. El esfuerzo vertical $d\sigma$ en el punto A causado por la carga sobre el área elemental (que se supone es una carga concentrada) se obtiene con la ecuación (5.12):

$$d\sigma = \frac{3(qr\,dr\,d\alpha)}{2\pi}\frac{z^3}{(r^2+z^2)^{5/2}} \tag{5.20}$$

El incremento en el esfuerzo en el punto A causado por el área entera cargada se encuentra integrando la ecuación (5.20), o

$$\Delta\sigma = \int d\sigma = \int_{\alpha=0}^{\alpha=2\pi}\int_{r=0}^{r=R}\frac{3q}{2\pi}\frac{z^3 r}{(r^2+z^2)^{5/2}}dr\,d\alpha$$

Entonces,

$$\Delta\sigma = q\left\{-\frac{1}{[(R/z)^2+1]^{3/2}}\right\} \tag{5.21}$$

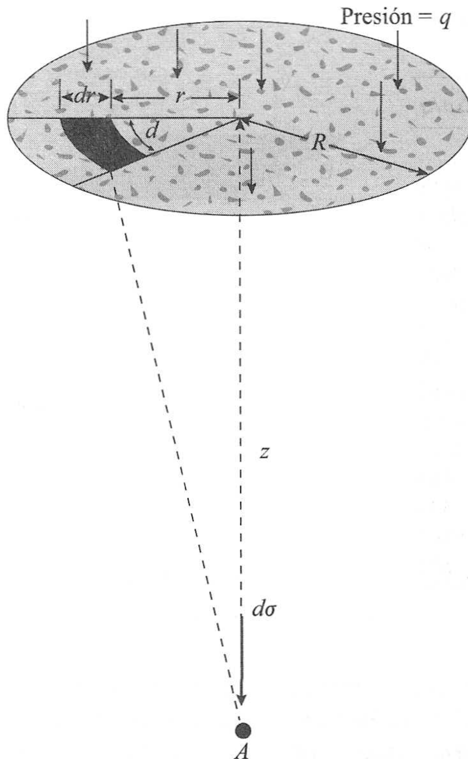


FIGURA 5.15 Esfuerzo vertical bajo el centro de un área circular flexible uniformemente cargada.

La variación de $\Delta\sigma/q$ con z/R obtenida con la ecuación (5.21) se da en la tabla 5.5. Una gráfica de esta variación se muestra en la figura 5.16. El valor de $\Delta\sigma$ decrece rápidamente con la profundidad y en $z = 5R$ es aproximadamente 6% de q, que es la intensidad de la presión en la superficie del terreno.

5.8 *Esfuerzo vertical causado por un área rectangularmente cargada*

La solución de Boussinesq también se usa para calcular el incremento del esfuerzo vertical debajo de un área flexible rectangular cargada, como muestra la figura 5.17. El área cargada se localiza en la superficie del terreno y tiene longitud L y ancho B. La carga

Tabla 5.5 Variación de $\Delta\sigma/q$ con z/R [ecuación (5.21)].

z/R	$\Delta\sigma/q$
0	1
0.02	0.9999
0.05	0.9998
0.10	0.9990
0.2	0.9925
0.4	0.9488
0.5	0.9106
0.8	0.7562
1.0	0.6465
1.5	0.4240
2.0	0.2845
2.5	0.1996
3.0	0.1436
4.0	0.0869
5.0	0.0571

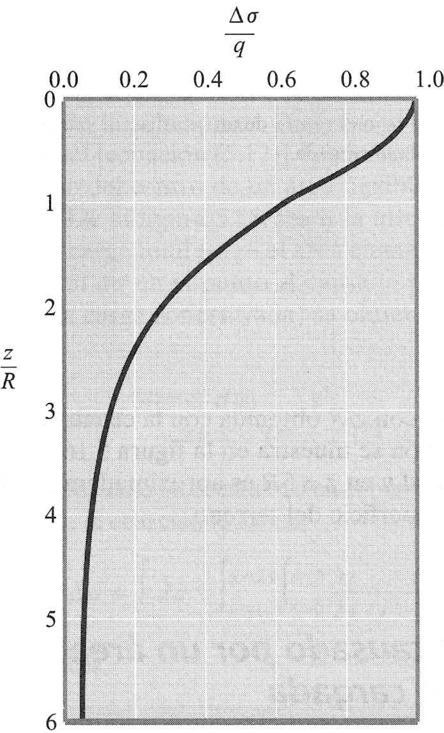


FIGURA 5.16 Intensidad del esfuerzo bajo el centro de un área rectangular flexible uniformemente cargada.

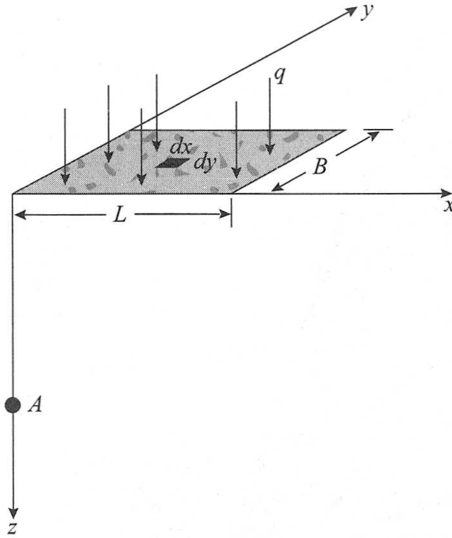


FIGURA 5.17 Esfuerzo vertical bajo la esquina de un área rectangular flexible uniformemente cargada.

uniformemente distribuida por área unitaria es igual a q. Para determinar el incremento en el esfuerzo vertical $\Delta\sigma$ en el punto A localizado a una profundidad z debajo de la esquina del área rectangular, tenemos que considerar una pequeña área elemental $dx\ dy$ del rectángulo (figura 5.17). La carga sobre esta área elemental se expresa como

$$dq = q\ dx\ dy \tag{5.22}$$

El incremento en el esfuerzo $d\sigma$ en el punto A causado por la carga dq se determina usando la ecuación (5.12). Sin embargo, tenemos que reemplazar P por $dq = q\ dx\ dy$ y r^2 por $x^2 + y^2$. Entonces,

$$d\sigma = \frac{3q\ dx\ dy\ z^3}{2\pi(x^2 + y^2 + z^2)^{5/2}} \tag{5.23}$$

El incremento en el esfuerzo $\Delta\sigma$ en el punto A causado por el área cargada completa ahora se determina integrando la ecuación:

$$\Delta\sigma = \int d\sigma = \int_{y=0}^{B}\int_{x=0}^{L} \frac{3qz^3(dx\ dy)}{2\pi(x^2 + y^2 + z^2)^{5/2}} = qI_2 \tag{5.24}$$

donde
$$I_2 = \frac{1}{4\pi}\left[\frac{2mn\sqrt{m^2+n^2+1}}{m^2+n^2+m^2n^2+1}\left(\frac{m^2+n^2+2}{m^2+n^2+1}\right) + \tan^{-1}\left(\frac{2mn\sqrt{m^2+n^2+1}}{m^2+n^2-m^2n^2+1}\right)\right] \tag{5.25}$$

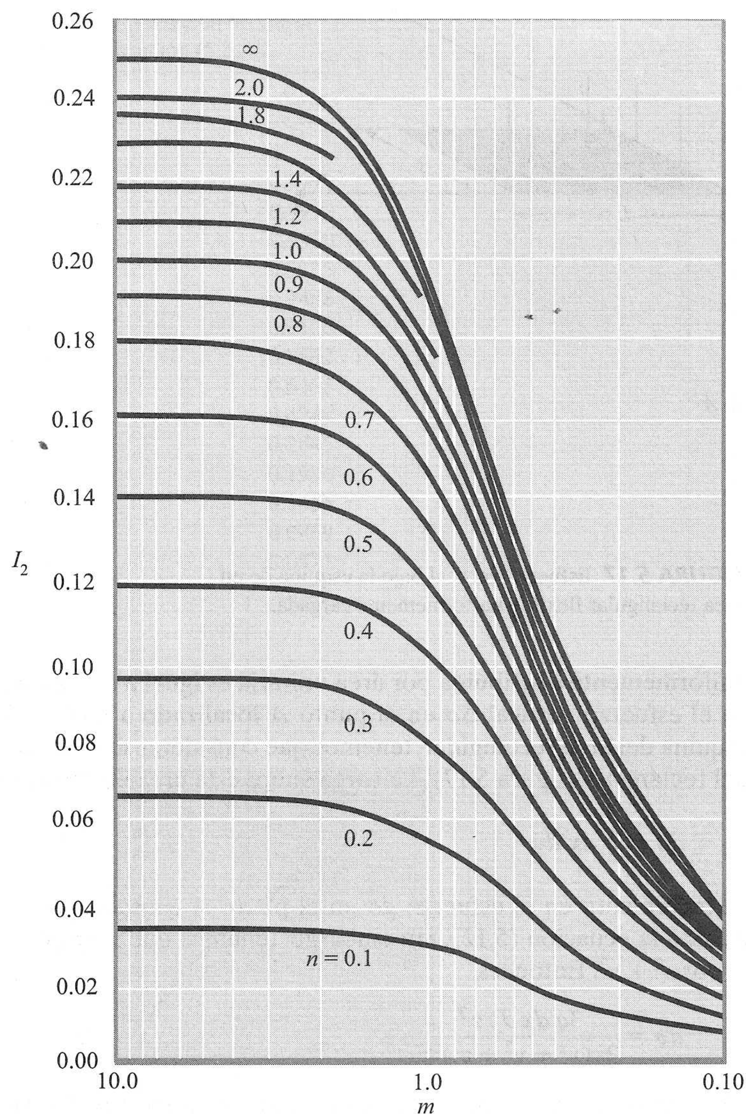


FIGURA 5.18 Variación de I_2 con m y n.

$$m = \frac{B}{z} \tag{5.26}$$

$$n = \frac{L}{z} \tag{5.27}$$

La variación de I_2 con m y n se muestra en la figura 5.18.

El incremento en el esfuerzo en cualquier punto debajo de un área rectangularmente cargada se encuentra usando la ecuación (5.24) y la figura 5.18. Este concepto se

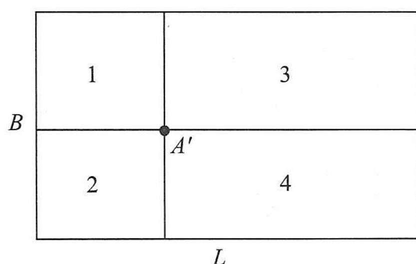


FIGURA 5.19 Incremento del esfuerzo en cualquier punto bajo un área flexible rectangularmente cargada.

explica más ampliamente con referencia a la figura 5.19. Determinemos el esfuerzo en un punto debajo del punto A' a la profundidad z. El área cargada se divide en cuatro rectángulos como se muestra. El punto A' es la esquina común a los cuatro rectángulos. El incremento en el esfuerzo a la profundidad z debajo del punto A' debido a cada área rectangular ahora se calcula usando la ecuación (5.24). El incremento en el esfuerzo total causado por toda el área cargada se obtiene por

$$\Delta\sigma = q[I_{2(1)} + I_{2(2)} + I_{2(3)} + I_{2(4)} \tag{5.28}$$

donde $I_{2(1)}, I_{2(2)}, I_{2(3)}$, y$I_{2(4)}$ = valores de I_2 para los rectángulos 1, 2, 3 y 4, respectivamente.

Como se muestra en la figura 5.13 (que es para un caso de carga de franja), la ecuación (5.24) se usa para calcular el incremento de esfuerzo en varios puntos de una retícula. Con esos puntos de retícula, se grafican las isobaras de esfuerzo. La figura 5.20 muestra una gráfica para un área cuadrada uniformemente cargada. Note que las isobaras de esfuerzo son válidas para un plano vertical trazado a través de la línea *a–a* como muestra la parte superior de la figura 5.20. La figura 5.21 es una gráfica adimensional de $\Delta\sigma/q$ bajo el centro de un área rectangularmente cargada con L/B = 1, 1.5, 2 e ∞, que ha sido calculada usando la ecuación (5.24).

EJEMPLO 5.6

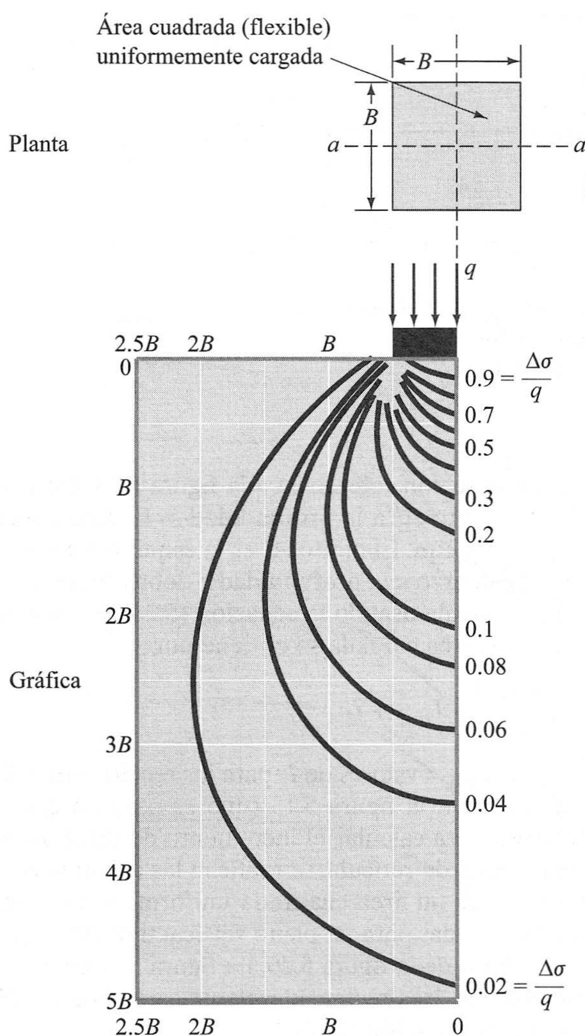
El área flexible mostrada en la figura 5.22 está uniformemente cargada. Si $q = 150$ kN/m², determine el incremento del esfuerzo vertical en el punto A.

Solución El área flexible mostrada en la figura 5.22 se divide en tres partes en la figura 5.23. En el punto A,

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3$$

De la ecuación (5.21), tenemos

$$\Delta\sigma_1 = \left(\frac{1}{2}\right) q \left\{1 - \frac{1}{[(R/z)^2 + 1]^{3/2}}\right\}$$



(*Nota:* Las isobaras son para un alínea *a–a* como se muestra en la planta.)

FIGURA 5.20 Isobaras de presión vertical bajo un área cuadrada cargada uniformemente.

Tenemos $R = 1.5$ m, $z = 3$ m, y $q = 150$ kN/m^2, por lo que

$$\Delta\sigma_1 = \frac{150}{2}\left\{1 - \frac{1}{[(1.5/3)^2 + 1]^{3/2}}\right\} = 21.3 \text{ kN/m}^2$$

Puede verse que $\Delta\sigma_2 = \Delta\sigma_3$. De las ecuaciones (5.26) y (5.27), tenemos

$$m = \frac{1.5}{3} = 0.5$$

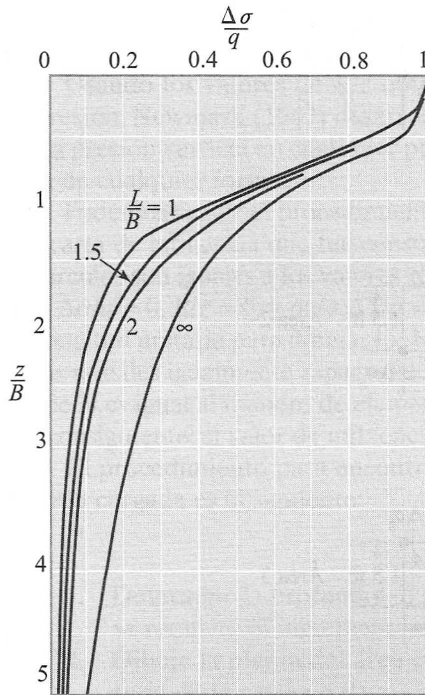
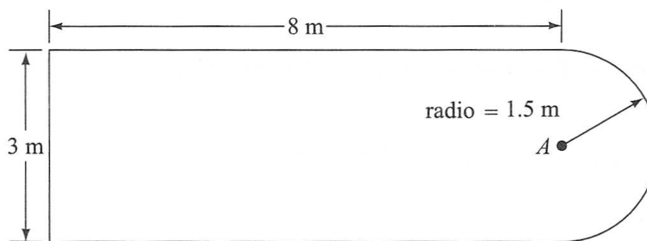


FIGURA 5.21 Incremento del esfuerzo bajo el centro de un área rectangular flexible uniformemente cargada.



Planta

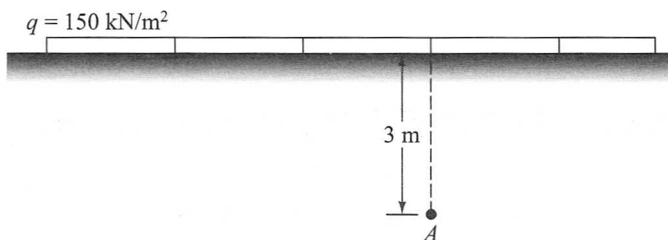


FIGURA 5.22

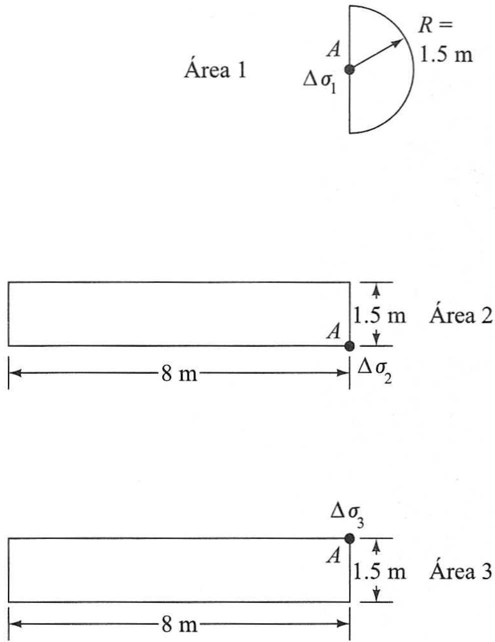


FIGURA 5.23

$$n = \frac{8}{3} = 2.67$$

De la figura 5.18, para $m = 0.5$ y $n = 2.67$, la magnitud de $I_2 = 0.138$. Entonces, de la ecuación (5.24), tenemos

$$\Delta\sigma_2 = \Delta\sigma_3 = qI_2 = (150)(0.138) = 20.7 \text{ kN/m}^2$$

por lo que

$$\Delta\sigma = 21.3 + 20.7 + 20.7 = \mathbf{62.7 \text{ kN/m}^2}$$

■

5.9 Carta de influencia para presión vertical

La ecuación (5.21) se reordena y escribe en la forma

$$\frac{R}{z} = \sqrt{\left(1 - \frac{\Delta\sigma}{q}\right)^{-2/3} - 1} \tag{5.29}$$

Note que R/z y $\Delta\sigma/q$ en la ecuación precedente son cantidades adimensionales. Los valores de R/z que corresponden a varias relaciones de presión están dados en la tabla 5.6.

Usando los valores de R/z obtenidos de la ecuación (5.29) para varias relaciones de presión, Newmark (1942) desarrolló una carta de influencia que se usa para determinar la presión vertical en cualquier punto debajo de un área flexible uniformemente cargada de cualquier forma.

Podemos seguir el procedimiento presentado por Newmark. La figura 5.24 muestra una carta de influencia que fue construida dibujando círculos concéntricos. Los radios de los círculos son iguales a los valores R/z correspondientes a $\Delta\sigma/q = 0, 0.1, 0.2, \ldots, 1$. (Nota: para $\Delta\sigma/q = 0$, $R/z = 0$, y para $\Delta\sigma/q = 1$, $R/z = \infty$, por lo que se muestran nueve círculos.) La longitud unitaria para dibujar los círculos es $\overline{AB}$. Los círculos están divididos por varias líneas radiales igualmente espaciadas. El valor de influencia de la carta está dado por $1/N$, donde N es igual al número de elementos en la carta. En la figura 5.24 hay 200 elementos; por consiguiente, el valor de influencia es 0.005.

El procedimiento para encontrar la presión vertical en cualquier punto debajo de un área cargada es el siguiente:

1. Determine la profundidad z debajo del área uniformemente cargada en la que se requiere el incremento de esfuerzo.
2. Dibuje la planta del área cargada con una escala de z igual a la longitud unitaria de la carta ($\overline{AB}$).
3. Coloque la planta (dibujada en el Paso 2) sobre la carta de influencia de manera que el punto debajo del cual el esfuerzo va a ser determinado se localice en el centro de la carta.
4. Cuente el número de elementos (M) de la carta encerrados por la planta del área cargada.

Tabla 5.6 Valores de R/z para varias relaciones de presión.

$\Delta\sigma/q$	R/z	$\Delta\sigma/q$	R/z
0	0	0.55	0.8384
0.05	0.1865	0.60	0.9176
0.10	0.2698	0.65	1.0067
0.15	0.3383	0.70	1.1097
0.20	0.4005	0.75	1.2328
0.25	0.4598	0.80	1.3871
0.30	0.5181	0.85	1.5943
0.35	0.5768	0.90	1.9084
0.40	0.6370	0.95	2.5232
0.45	0.6997	1.00	∞
0.50	0.7664		

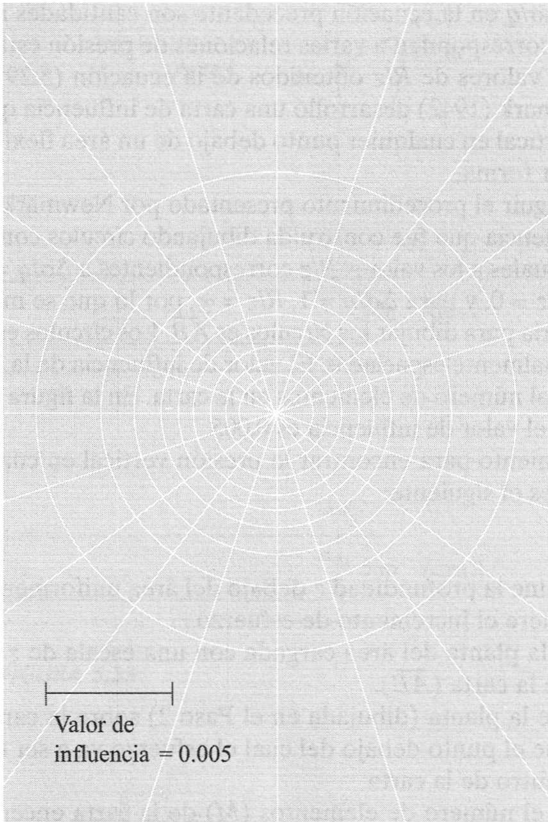


FIGURA 5.24 Carta de influencia de Newmark para presión vertical basada en la teoría de Boussinesq.

El incremento en la presión en el punto bajo consideración está dado por

$$\Delta\sigma = (IV)qM \tag{5.30}$$

donde IV = valor de influencia
q = presión sobre el área cargada

EJEMPLO 5.7

La sección transversal y la planta de la zapata de una columna se muestran en la figura 5.25. Encuentre el incremento en el esfuerzo producido por la zapata de la columna en el punto A.

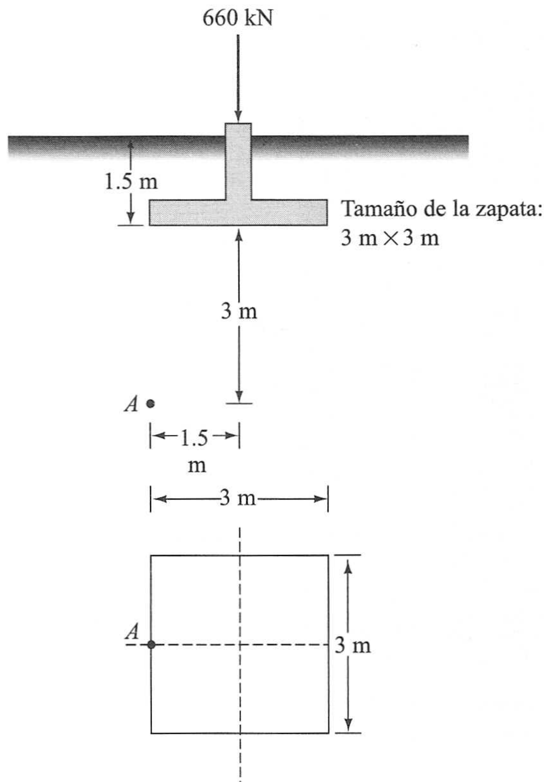


FIGURA 5.25 Sección tranversal y planta de la zapata de una columna.

Solución El punto A está localizado a una profundidad de 3 m bajo el fondo de la zapata. La planta de la zapata cuadrada ha sido redibujada a una escala de $\overline{AB} = 3$ m y colocada sobre la carta de influencia (figura 5.26) de manera que el punto A sobre la planta queda directamente sobre el centro de la carta. El número de elementos dentro del contorno de la planta es aproximadamente de 48.5. Por consiguiente,

$$\Delta\sigma = (IV)qM = 0.005 \left(\frac{660}{3 \times 3}\right) 48.5 = \mathbf{17.78\ kN/m^2}$$ ■

Problemas

5.1 Un perfil de suelo se muestra en la figura 5.27. Calcule los valores de σ, u y σ' en los puntos A, B, C y D. Grafique la variación de σ, u, y σ' con la profundidad. Se dan los valores en la tabla.

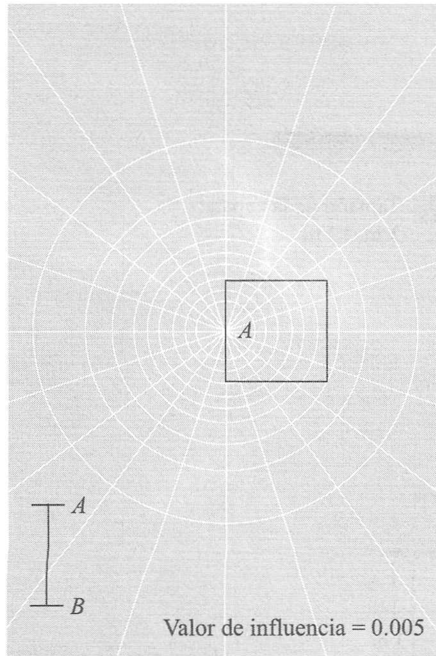


FIGURA 5.26 Determinación del esfuerzo en un punto usando la carta de influencia de Newmark.

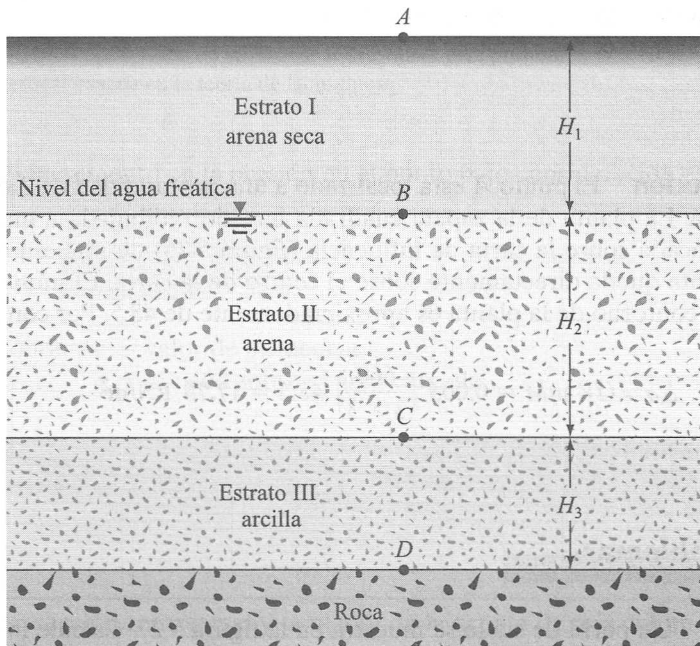


FIGURA 5.27

Estrato No.	Espesor (m)	Peso específico (kN/m^3)
I	$H_1 = 4$	$\gamma_d = 17.3$
II	$H_2 = 5$	$\gamma_{sat} = 18.9$
III	$H_3 = 6$	$\gamma_{sat} = 19.7$

5.2 Resuelva el problema 5.1 con los siguientes datos:

Estrato No.	Espesor (m)	Peso específico (kN/m^3)
I	$H_1 = 4.5$	$\gamma_d = 15.0$
II	$H_2 = 10$	$\gamma_{sat} = 18.0$
III	$H_3 = 8.5$	$\gamma_{sat} = 19.0$

5.3 Resuelva el problema 5.1 con los siguientes datos:

Estrato No.	Espesor (m)	Parámetros del suelo
I	$H_1 = 3$	$e = 0.4,\ G_s = 2.62$
II	$H_2 = 4$	$e = 0.60,\ G_s = 2.68$
III	$H_3 = 2$	$e = 0.81,\ G_s = 2.73$

5.4 Grafique la variación del esfuerzo total, de la presión de poro del agua, y del esfuerzo efectivo con la profundidad para los estratos de arena y arcilla mostrados en la figura 5.28 con $H_1 = 4$ m y $H_2 = 3$ m. Dé valores numéricos.

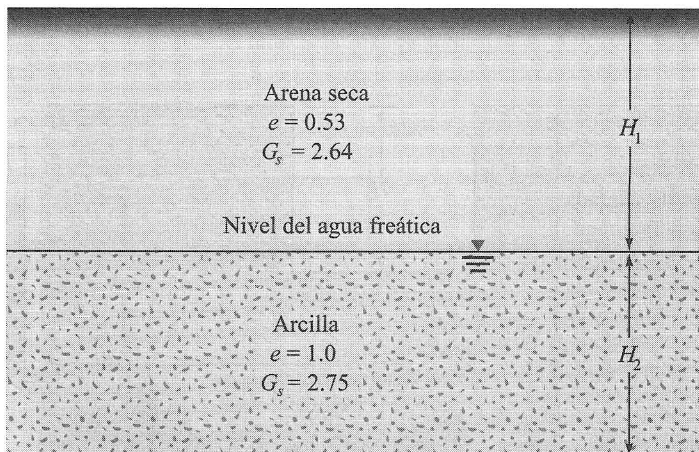


FIGURA 5.28

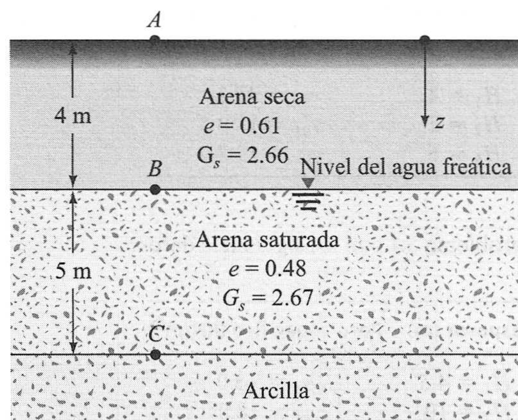


FIGURA 5.29

5.5 Un perfil de suelo se muestra en la figura 5.29.

a. Calcule el esfuerzo total, la presión de poro del agua y el esfuerzo efectivo en los puntos *A, B* y *C*.

b. ¿Cuánto debe ascender el nivel del agua freática para que el esfuerzo efectivo en el punto *C* sea de 104 kN/m^2?

5.6 Una arena tiene $G_s = 2.66$. Calcule el gradiente hidráulico que causará inestabilidad por ebullición para $e = 0.35, 0.45, 0.55, 0.7$ y 0.8. Dibuje una gráfica para i_{cr} *versus e*.

5.7 Un estrato de 10 m de espesor de arcilla firme saturada descansa sobre un estrato de arena (figura 5.30), la cual está sometida a presión artesiana. Calcule la profundidad máxima de corte *H* que puede hacerse en la arcilla.

5.8 Se hace un corte en una arcilla firme saturada que descansa sobre un estrato de arena (figura 5.31). ¿Cuál debe ser la altura del agua *h* en el corte, de manera que no se pierda la estabilidad de la arcilla saturada?

5.9 Refiérase a la figura 5.8. Dado $P = 30$ kN, determine el incremento del esfuerzo vertical en un punto con $x = 5$ m, $y = 4$ m y $z = 6$ m. Use la solución de Boussinesq.

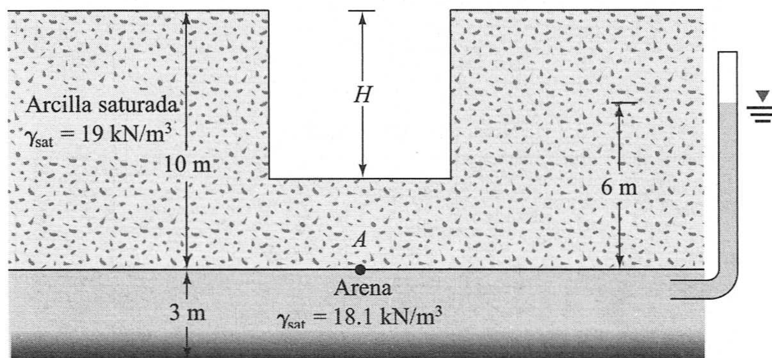


FIGURA 5.30

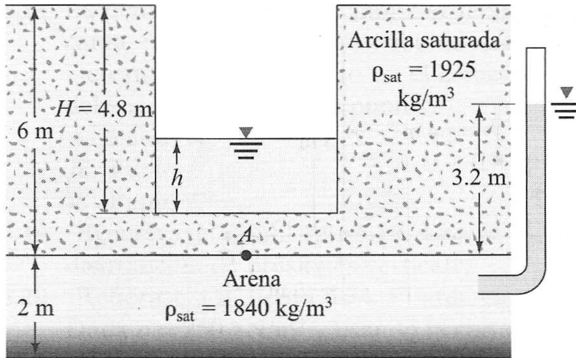


FIGURA 5.31

5.10 Refiérase a la figura 5.10. La magnitud de la carga de línea q es de 50 kN/m. Calcule y grafique la variación del incremento del esfuerzo vertical $\Delta\sigma$, entre los límites $x = -8$ m y $x = +8$ m, dado $z = 3$ m.

5.11 Refiérase a la figura 5.10. Suponga $q = 65$ kN/m. El punto A está localizado a una profundidad de 1.5 m bajo la superficie del terreno. Debido a la aplicación de la carga puntual, el esfuerzo vertical en el punto A se incrementa en 24 kN/m². ¿Cuál es la distancia horizontal entre la carga de línea y el punto A?

5.12 Refiérase a la figura 5.32. Determine el incremento del esfuerzo vertical, $\Delta\sigma$, en el punto A, con los siguientes valores:

q_1 = 60 kN/m x_1 = 1.5 m z = 1.5 m
q_2 = 0 x_2 = 0.5 m

5.13 Resuelva el problema 5.12 con los siguientes valores:

q_1 = 15 kN/m x_1 = 5 m z = 4 m
q_2 = 9 kN/m x_2 = 3 m

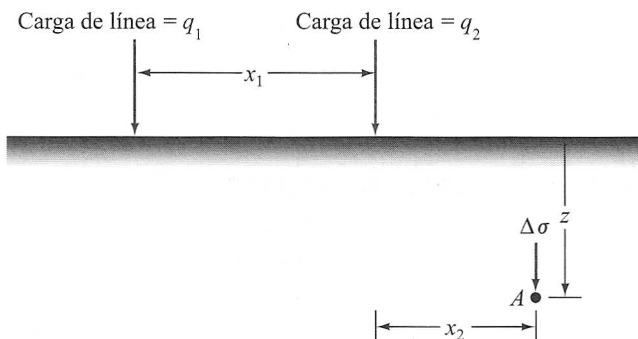


FIGURA 5.32 Esfuerzo en un punto debido a dos cargas de línea.

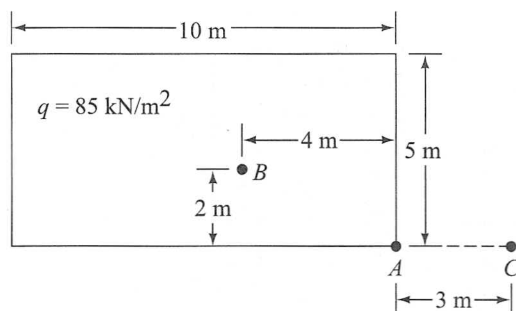


FIGURA 5.33

5.14 Refiérase a la figura 5.12. Se dan B = 4 m, q = 20 kN/m^2, x = 1.5 m y z = 2 m; determine el incremento del esfuerzo vertical, $\Delta\sigma$, en el punto A.

5.15 Resuelva el problema 5.14 para q = 600 kN/m^2, B = 3 m, x = 1.5 m, y z = 3 m.

5.16 Considere un área flexible circularmente cargada sobre la superficie del terreno. Dado el radio del área circular, R = 2 m, y la carga uniformemente distribuida, q = 170 kN/m^2, calcule el incremento del esfuerzo vertical, $\Delta\sigma$, en un punto localizado a 1.5 m debajo de la superficie del terreno (inmediatamente abajo del centro del área circular).

5.17 Resuelva el problema 5.16 con R = 3 m, q = 250 kN/m^2, y z = 2.5 m.

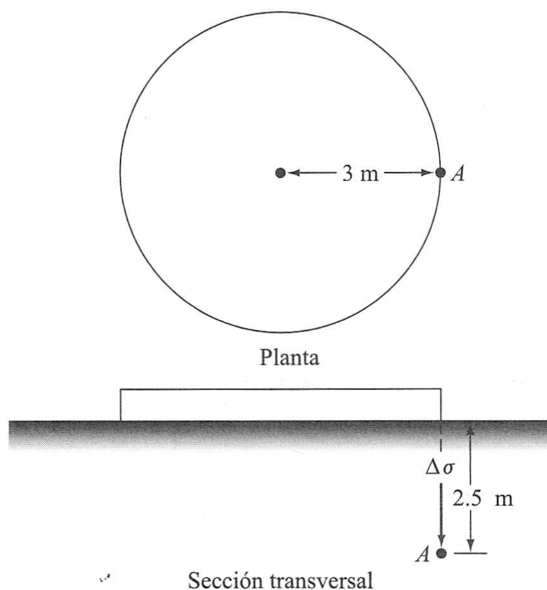


FIGURA 5.34

5.18 La planta de un área rectangular flexible cargada se muestra en la figura 5.33. La carga uniformemente distribuida sobre el área flexible, q, es de 85 kN/m^2. Determine el incremento en el esfuerzo vertical, $\Delta\sigma$, a una profundidad $z = 5$ m debajo de los siguientes puntos:

a. Punto A
b. Punto B
c. Punto C

5.19 Resuelva el problema 5.19. Use la carta de influencia de Newmark para la distribución de presiones verticales.

5.20 Refiérase a la figura 5.34. El área circular flexible está uniformemente cargada. Dada $q = 250$ kN/m^2 y usando la carta de Newmark, determine el incremento del esfuerzo vertical, $\Delta\sigma$, en el punto A.

Referencias

Bishop,A. W., Alpen, I., Blight, G. C., and Donald, I. B. (1960). "Factors Controlling the Strengh of Partially Saturated Cohesive Soils," *Proceedings,* Research Conference on Shear Strenght of Cohesive Soils, ASCE, 500-532.

Boussinesq, J. (1883). *Application des Pontensials a L'Equilibre et du Mouvement des Solides Elastiques,* Gauthier-Villars, Paris.

Newmark, N. M. (1942). "Influence Charts for Computation of Stresses in Elastic Soil," University of Illinois Engineering Experiment Station, *Bulletin No. 338.*

Skempton, A. W. (1960). "Correspondence," *Geotechnique,* Vol. 10, No. 4, 186.

Terzaghi, K. (1925). *Erdbaumechanik auf Bodenphysikalischer Grundlage,* Deuticke, Vienna.

Terzaghi, K. (1936). "Relation Between Soil Mechanics and Foundation Engineering: Presidential Address," *Proceedings,* First International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Boston, Vol. 3, 13-18.

Referencias suplementarias para estudio adicional

Ahlvin, R. G., and Ulery, H. H. (1962). "Tabulated Values of Determining the Complete Pattern of Stresses, Strains, and Deflection Beneath a Uniform Load on a Homogeneous Half Space," *Bulletin 342,* Highway Research Record, Washington, D.C., 1-13.

Giroud, J. P. (1970). "Stress Under Linearly Loaded Rectangular Area," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division,* ASCE, Vol. 98, No. SM1, 263-268.

Griffiths, D. V. (1984). "A Chart for Estimating the Average Vertical Stress Increase in an Elastic Foundation Belowa Uniformly Loaded Rectangular Area," *Canadian Geotechnical Journal,* Vol. 21, No. 4, 710-713.

Peattie, K. R. (1962). "Stresses and Strain Factors for Three-Layered Systems," *Bulletin 342,* Highway Research Record, Washington, D.C., 215-253.

Poulos, G. H., and Davis, E. H. (1974). *Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics,* Wiley, New York.

6

Consolidación

Un incremento del esfuerzo provocado por la construcción de cimentaciones u otras cargas comprime los estratos del suelo. La compresión es causada por a) deformación de las partículas del suelo, b) reacomodo de las partículas del suelo, y c) expulsión de agua o aire de los espacios vacíos. En general, el asentamiento del suelo causado por cargas se divide en tres amplias categorías:

1. *Asentamiento inmediato,* provocado por la deformación elástica del suelo seco y de suelos húmedos y saturados sin ningún cambio en el contenido de agua. Los cálculos de los asentamientos inmediatos se basan, generalmente, en ecuaciones derivadas de la teoría de la elasticidad.
2. *Asentamiento por consolidación primaria,* es el resultado de un cambio de volumen en suelos saturados cohesivos debido a la expulsión del agua que ocupa los espacios vacíos.
3. *Asentamiento por consolidación secundaria,* se observa en suelos saturados cohesivos y es resultado del ajuste plástico de la estructura del suelo. Éste sigue al asentamiento por consolidación primaria bajo un esfuerzo efectivo constante.

Este capítulo presenta los principios fundamentales para estimar los asentamientos inmediatos y por consolidación de estratos de suelo bajo cargas sobrepuestas.

6.1 Consideraciones fundamentales sobre consolidación

Cuando un estrato de suelo saturado está sometido a un incremento de esfuerzos, la presión de poro del agua aumenta repentinamente. En suelos arenosos que son altamente permeables, el drenaje causado por el incremento en la presión de poro del agua se lleva a cabo inmediatamente. El drenaje del agua de los poros va acompañado por una reducción en el volumen de la masa del suelo, generándose un asentamiento. Debido al rápido drenaje del agua de los poros en los suelos arenosos, el asentamiento inmediato y la consolidación se efectúan simultáneamente. Sin embargo, no es el caso para suelos arcillosos, que tienen baja permeabilidad. El asentamiento por consolidación depende del tiempo.

Así es como analizaremos la deformación de un estrato de arcilla saturada sometida a un incremento de esfuerzos (figura 6.1a). Un estrato de arcilla saturada de espesor H está confinado entre dos estratos de arena y sometido a un incremento instantáneo en el *esfuerzo total* de $\Delta\sigma$. Del capítulo 5, sabemos que

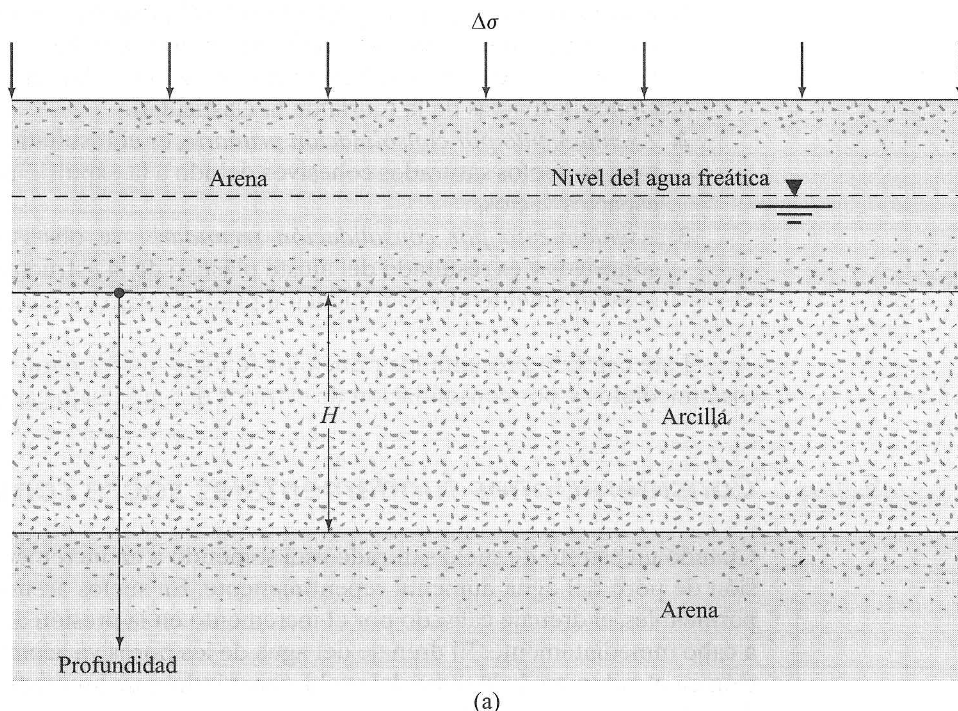
$$\Delta\sigma = \Delta\sigma' + \Delta u \tag{6.1}$$

donde $\Delta\sigma'$ = incremento en el esfuerzo efectivo
Δu = incremento en la presión de poro del agua

Como la arcilla tiene muy baja permeabilidad y el agua es incompresible comparada con el esqueleto del suelo, en el tiempo $t = 0$, el esfuerzo incrementado total, $\Delta\sigma$, será tomado por el agua ($\Delta\sigma = \Delta u$) a toda profundidad (figura 6.1b). Ningún esfuerzo será tomado por el esqueleto del suelo (es decir, el esfuerzo efectivo incrementado $\Delta\sigma' = 0$).

Después de la aplicación del esfuerzo incrementado $\Delta\sigma$ al estrato de arcilla, el agua en los espacios vacíos empezará a ser expulsada y se drenará en ambas direcciones hacia los estratos de arena. Por medio de este proceso, el exceso de presión de poro del agua en cualquier profundidad sobre el estrato de arcilla decrecerá gradualmente y el esfuerzo tomado por los sólidos del suelo (esfuerzo efectivo) se incrementará. Así entonces, en el tiempo $0 < t < \infty$,

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma' + \Delta u \quad (\Delta\sigma' > 0 \text{ y } \Delta u < \Delta\sigma)$$



(a)

FIGURA 6.1 Variación del esfuerzo total, presión de poro del agua y esfuerzo efectivo en un estrato de arcilla drenada arriba y abajo como resultado del esfuerzo agregado $\Delta\sigma$.

Sin embargo, las magnitudes de $\Delta\sigma'$ y Δu a diversas profundidades cambiará (figura 6.1c), dependiendo de la distancia mínima de la trayectoria de drenaje a cualquiera de los estratos de arena, superior o inferior.

Teóricamente, en el tiempo $t = \infty$, la presión de poro completa en exceso se disipará por drenaje desde todos los puntos del estrato de arcilla, dando $\Delta u = 0$. El incremento de esfuerzo total $\Delta\sigma$ se tomará entonces por la estructura del suelo (figura 6.1d), por lo que:

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma'$$

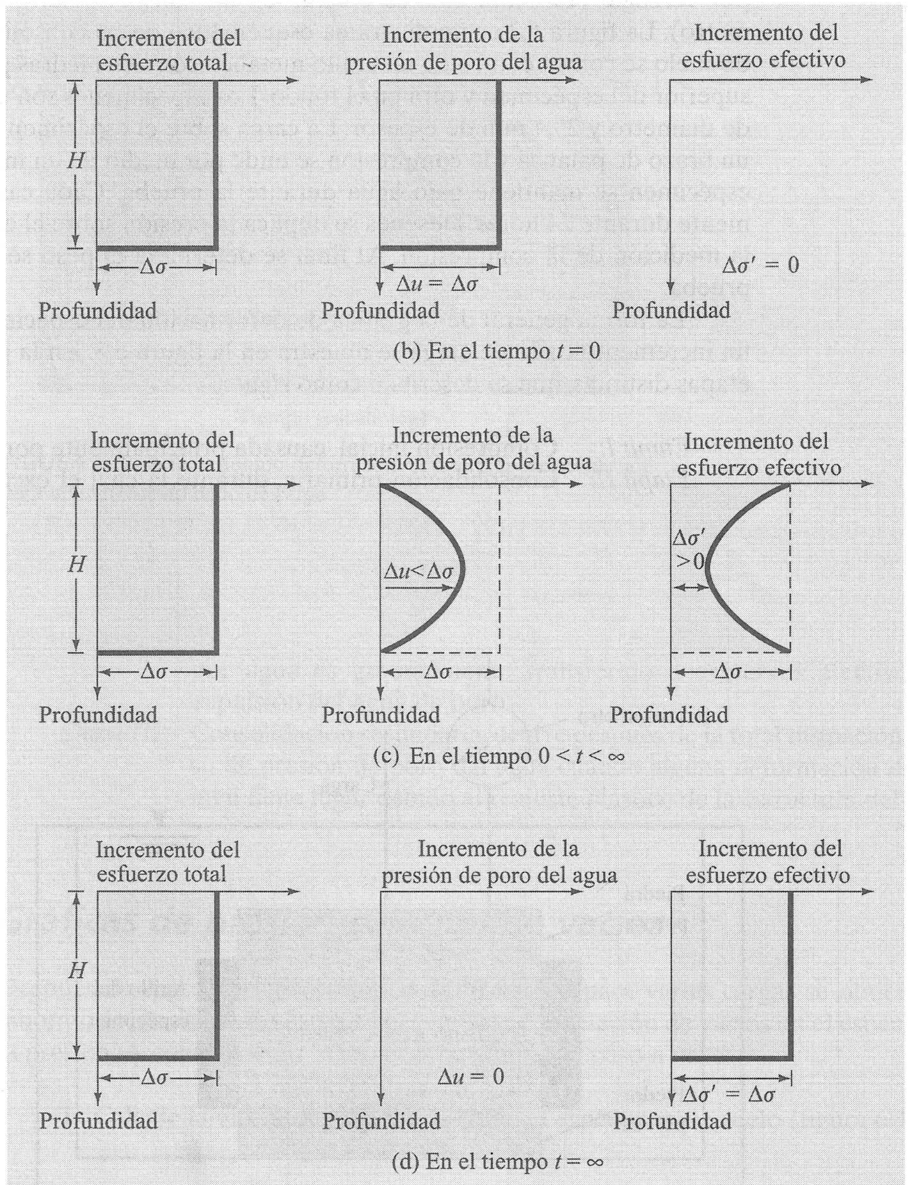


FIGURA 6.1 (Continuación)

Este proceso gradual de drenaje, bajo la aplicación de una carga adicional y la transferencia asociada de presión de poro en exceso al esfuerzo efectivo, ocasiona el asentamiento dependiente del tiempo (consolidación) en el estrato de suelo arcilloso.

6.2 Prueba de consolidación unidimensional en laboratorio

El procedimiento de prueba de la consolidación unidimensional fue primero sugerido por Terzaghi (1925), la cual se efectúa en un consolidómetro (llamado a veces odómetro). La figura 6.2 es un diagrama esquemático de un consolidómetro. El espécimen de suelo se coloca dentro de un anillo metálico con dos piedras porosas, una en la parte superior del espécimen y otra en el fondo. Los especímenes son usualmente de 63.5 mm de diámetro y 25.4 mm de espesor. La carga sobre el espécimen se aplica por medio de un brazo de palanca y la compresión se mide por medio de un micrómetro calibrado. El espécimen se mantiene bajo agua durante la prueba. Cada carga se mantiene usualmente durante 24 horas. Después se duplica la presión sobre el espécimen y se continúa la medición de la compresión. Al final se determina el peso seco del espécimen de la prueba.

La forma general de la gráfica de deformación del espécimen *versus* tiempo para un incremento dado de carga se muestra en la figura 6.3. En la gráfica se observan tres etapas distintas, que se describen como sigue:

Etapa I: Compresión inicial, causada principalmente por la precarga.
Etapa II: Consolidación primaria, durante la cual el exceso de presión de poro

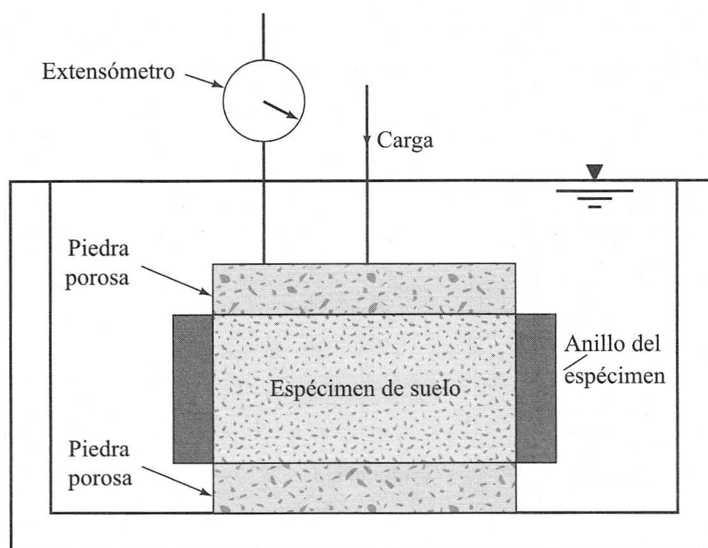


FIGURA 6.2 Consolidómetro.

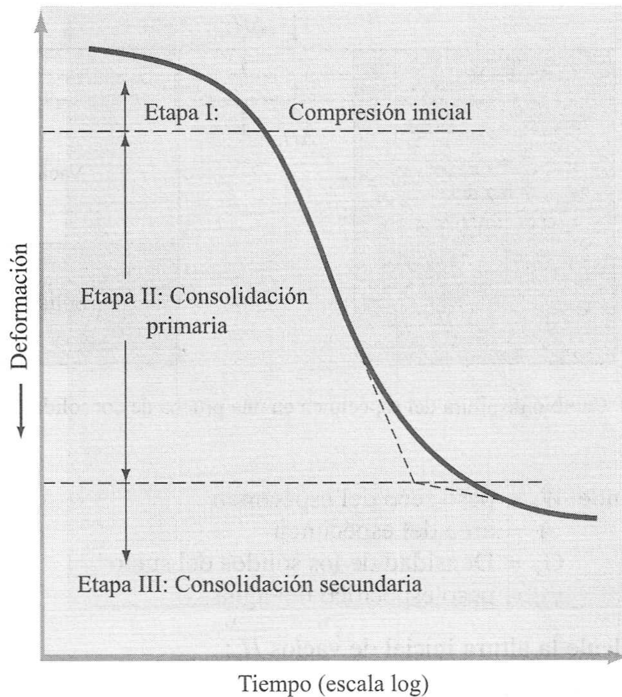


FIGURA 6.3 Gráfica tiempo-deformación durante la consolidación para un incremento dado de carga.

por agua es gradualmente transferido a esfuerzos efectivos por la expulsión del agua de poro.

Etapa III: Consolidación secundaria, ocurre después de la total disipación del exceso de presión de poro del agua cuando alguna deformación del espécimen tiene lugar debido al reajuste plástico de la estructura del suelo.

6.3 Gráficas de presión-relación de vacíos

Después de que las gráficas tiempo-deformación para varias cargas se obtienen en el laboratorio, es necesario estudiar el cambio de la relación de vacíos en el espécimen con la presión. A continuación se da un procedimiento paso a paso:

1. Calcule la altura de los sólidos H_s en el espécimen de suelo (figura 6.4):

$$H_s = \frac{W_s}{AG_s\gamma_w} \tag{6.2}$$

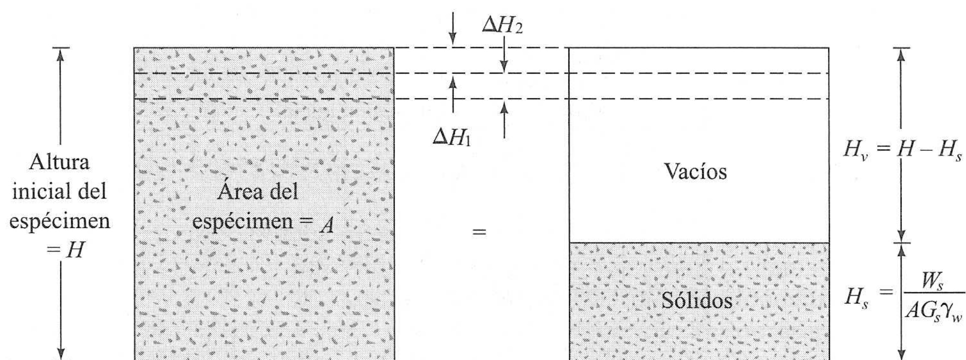


FIGURA 6.4 Cambio de altura del espécimen en una prueba de consolidación unidimensional.

donde W_s = peso seco del espécimen
A = área del espécimen
G_s = Densidad de los sólidos del suelo
γ_w = peso específico del agua

2. Calcule la altura inicial de vacíos H_v:

$$H_v = H - H_s \tag{6.3}$$

donde H = altura inicial del espécimen

3. Calcule la relación de vacíos inicial e_0 del espécimen:

$$e_0 = \frac{V_v}{V_s} = \frac{H_v}{H_s}\frac{A}{A} = \frac{H_v}{H_s} \tag{6.4}$$

4. Para la primera carga incrementada σ_1 (carga total/área unitaria del espécimen) que causa la deformación ΔH_1, calcule el cambio en la relación de vacíos Δe_1:

$$\Delta e_1 = \frac{\Delta H_1}{H_s} \tag{6.5}$$

ΔH_1 se obtiene de las lecturas inicial y final de la carga. En este tiempo, la presión efectiva sobre el espécimen es $\sigma' = \sigma_1 = \sigma'_1$.

5. Calcule la nueva relación de vacíos e_1, después de la consolidación causada por el incremento de presión σ_1:

$$e_1 = e_0 - \Delta e_1 \tag{6.6}$$

Para la siguiente carga σ_2 (*nota:* σ_2 es igual a la carga acumulada por área unitaria del espécimen), que causa la deformación adicional ΔH_2, la relación de vacíos e_2 al final de la consolidación se calcula como

$$e_2 = e_1 - \frac{\Delta H_2}{H_s} \tag{6.7}$$

Note que en este tiempo, la presión efectiva sobre el espécimen es $\sigma' = \sigma_2 = \sigma'_2$.

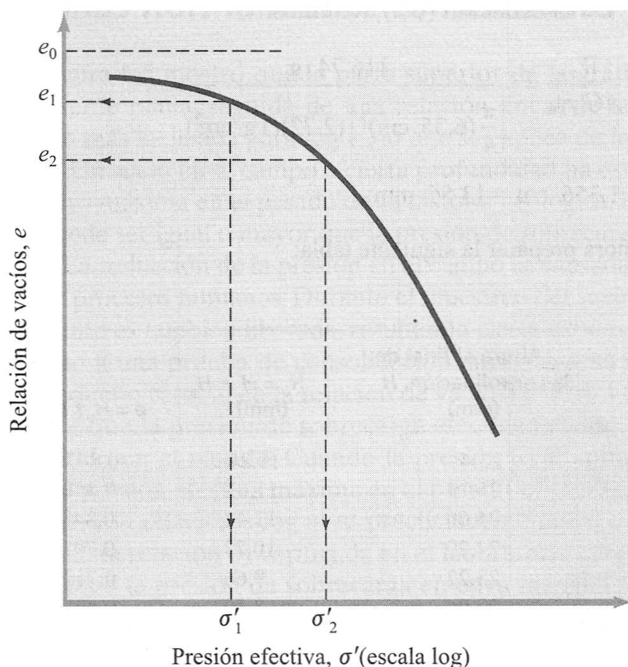


FIGURA 6.5 Gráfica típica de e *versus* log σ'.

Procediendo de manera similar, obtendremos las relaciones de vacíos al final de la consolidación para todos los incrementos de carga.

Las presiones efectivas ($\sigma = \sigma'$) y las correspondientes relaciones de vacíos (e) al final de la consolidación son graficadas sobre papel de gráfica semilogarítmica. La forma típica de tal gráfica se muestra en la figura 6.5.

EJEMPLO 6.1

A continuación se dan los resultados de una prueba de consolidación en laboratorio sobre un espécimen obtenido en campo: masa seca del espécimen = 116.74 g, altura del espécimen al inicio de la prueba = 25.4 mm, G_s = 2.72, y diámetro del espécimen = 63.5 mm.

Presión, σ' (kN/m^2)	**Altura final del espécimen al final de la consolidación (mm)**
0	25.4
50	25.19
100	25.00
200	24.29
400	23.22
800	22.06

Efectúe los cálculos necesarios y dibuje una curva e-log σ'.

Solución De la ecuación (6.2), tenemos

$$H_s = \frac{W_s}{AG_s\gamma_w} = \frac{116.74 \text{ g}}{\left[\frac{\pi}{4}(6.35 \text{ cm})^2\right](2.72)(1 \text{ g/cm}^3)}$$

$$= 1.356 \text{ cm} = 13.56 \text{ mm}$$

Podemos ahora preparar la siguiente tabla:

Presión, σ' (kN/m^2)	Altura al final de la consolidación, H (mm)	$H_v = H - H_s$ (mm)	$e = H_v / H_s$
0	25.4	11.84	0.873
50	25.19	11.63	0.858
100	25.00	11.44	0.843
200	24.29	10.73	0.791
400	23.22	9.66	0.712
800	22.06	8.50	0.627

La gráfica e-log σ' se muestra en la figura 6.6.

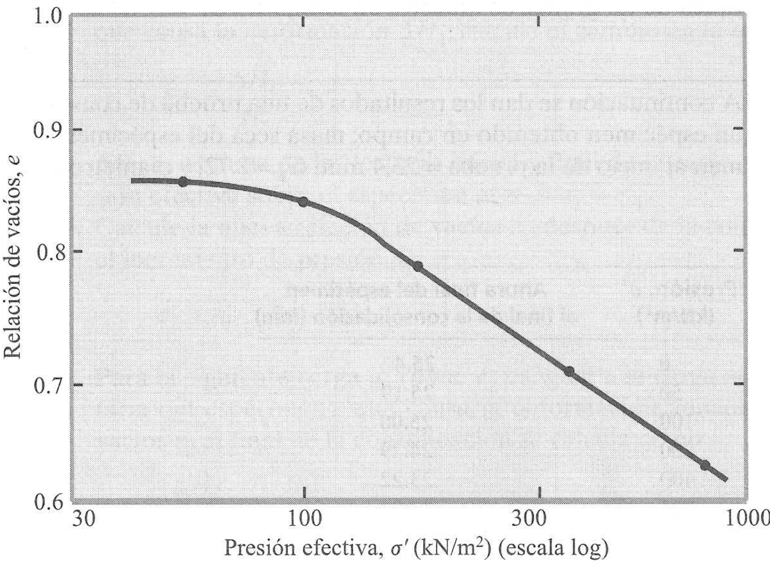


FIGURA 6.6

6.4 Arcillas normalmente consolidadas y preconsolidadas

La figura 6.5 mostró que la parte superior de la gráfica e-log σ' es algo curva con una pendiente plana, seguida de una relación lineal de la relación de vacíos con una pendiente más inclinada para log σ', lo que se explica de la siguiente manera.

Un suelo en el campo a cierta profundidad ha estado sometido a una cierta presión efectiva máxima en el pasado de su historia geológica. Esta presión efectiva máxima pasada puede ser igual o mayor que la presión de sobrecarga existente en el tiempo del muestreo. La reducción de la presión en el campo es causada por procesos geológicos naturales o por procesos humanos. Durante el muestreo del suelo, la presión de sobrecarga efectiva existente es también liberada, resultando cierta expansión. Cuando el espécimen está sometido a una prueba de consolidación, una pequeña cantidad de compresión (es decir, un pequeño cambio en la relación de vacíos) ocurrirá cuando la presión total aplicada es menor que la presión de sobrecarga efectiva máxima en el campo a la que el suelo fue sometido en el pasado. Cuando la presión total aplicada sobre el espécimen es mayor que la presión efectiva máxima en el pasado, el cambio en la relación de vacíos es mucho mayor, y la relación e-log σ' es prácticamente lineal con una pendiente más inclinada.

Esta relación es verificada en el laboratorio cargando el espécimen de manera que se exceda la presión de sobrecarga efectiva máxima y luego descargándolo y recargándolo de nuevo. La gráfica e-log σ' para tales casos se muestra en la figura 6.7, en donde cd representa la descarga y dfg representa el proceso de recarga.

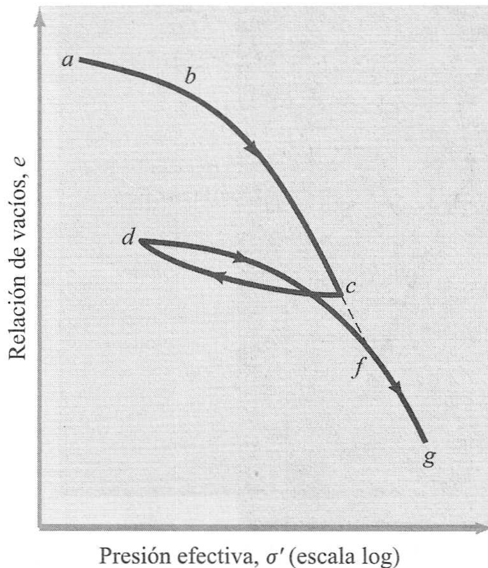


FIGURA 6.7 Gráfica de e *versus* log σ' que muestra las ramas de carga, descarga y recarga.

Esto nos conduce a las dos definiciones básicas de la arcilla con base en la historia de su esfuerzo:

1. *Normalmente consolidada:* la presión de sobrecarga efectiva presente es la presión máxima a la que el suelo fue sometido en el pasado.
2. *Preconsolidada:* la presión de sobrecarga efectiva presente es menor que la que el suelo experimentó en el pasado. La presión efectiva máxima en el pasado se llama *esfuerzo de preconsolidación.*

La presión efectiva en el pasado no se determina explícitamente porque es usualmente una función de procesos geológicos y, en consecuencia, debe ser inferida de los resultados de pruebas de laboratorio.

Casagrande (1936) sugirió una simple construccón gráfica para determinar la presión de preconsolidación σ'_c a partir de la gráfica de laboratorio e-log σ'. El procedimiento es el siguiente (ver la figura 6.8):

1. Por observación visual, establezca un punto a en donde la gráfica e-log σ' tenga un radio de curvatura mínimo.
2. Dibuje una línea horizontal ab.
3. Dibuje la línea ac tangente en a.
4 Dibuje la línea ad, que es la bisectriz del ángulo bac.
5. Proyecte la porción recta gh de la gráfica e-log σ' hacia atrás para intersecar ad en f. La abscisa del punto f es la presión de preconsolidación σ'_c.

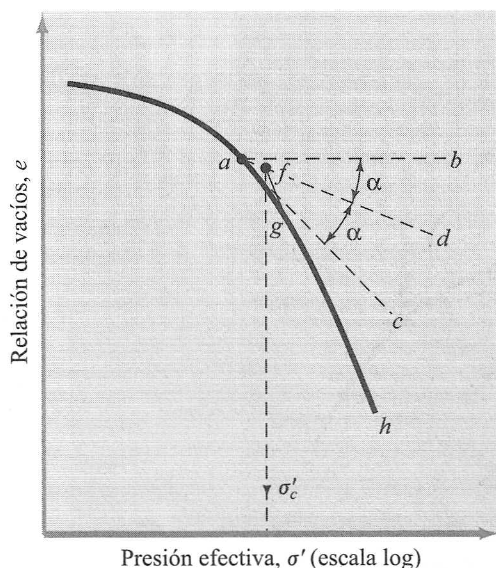


FIGURA 6.8 Procedimiento gráfico para determinar la presión de preconsolidación.

La relación de preconsolidación (OCR) para un suelo podemos definirla como

$$OCR = \frac{\sigma'_c}{\sigma'}$$

donde σ'_c = presión de preconsolidación de un espécimen
σ' = presión vertical efectiva presente

6.5 Efecto de la perturbación sobre la relación de presión-relación de vacíos

Un espécimen de suelo será remoldeado cuando sea sometido a cierto grado de perturbación, lo que afectará la relación de presión-relación de vacíos para el suelo. Para un suelo arcilloso normalmente consolidado de baja a media sensitividad (figura 6.9) bajo una presión de sobrecarga efectiva σ'_o y con una relación de vacíos de e_0, el cambio en la relación de vacíos con un incremento de presión en el campo será aproximadamente el mostrado por la curva 1.

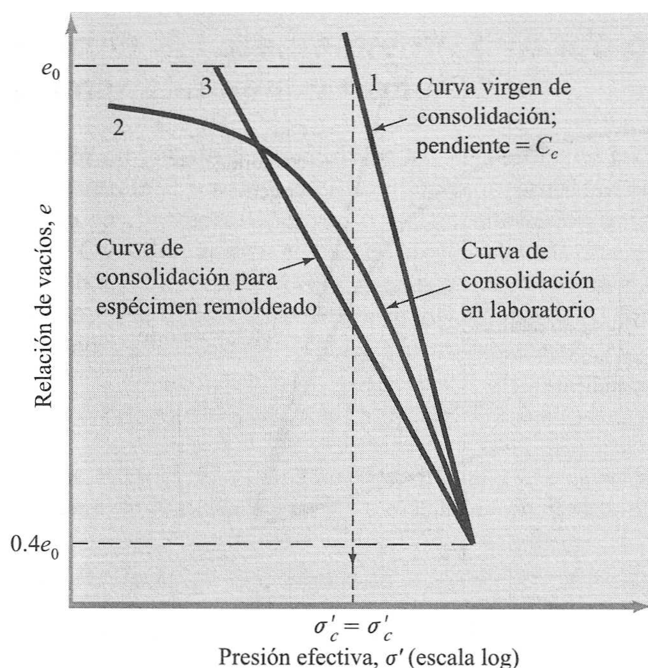


FIGURA 6.9 Características de consolidación de un arcilla normalmente consolidada de baja a media sensitividad.

Esta es la *curva de compresión virgen,* que es aproximadamente una línea recta sobre una gráfica semilogarítmica. Sin embargo, la curva de consolidación de laboratorio para un espécimen poco perturbado del mismo suelo (curva 2) estará localizada a la izquierda de la curva 1. Si el suelo está completamente remoldeado y se lleva a cabo en él una prueba de consolidación, la posición general de la gráfica e-log σ' se dará por la curva 3. Las curvas 1, 2 y 3 se intersecarán aproximadamente en una relación de vacíos $e = 0.4e_0$ (Terzaghi y Peck, 1967).

Para un suelo arcilloso preconsolidado de baja a mediana sensitividad que ha estado sometido a una presión de preconsolidación de σ'_c (figura 6.10) y para el cual la presión de sobrecarga efectiva presente y la relación de vacíos son σ'_o y e_0, respectivamente, la curva de consolidación en campo tomará una trayectoria representada aproximadamente por *cbd*. Note que *bd* es una parte de la curva de compresión virgen. Los resultados de una prueba de consolidación en laboratorio sobre un espécimen sometido a una perturbación moderada serán representados por la curva 2. Schmertmann (1953) concluyó que la pendiente de la línea *cb,* que es la trayectoria de recompresión en campo, tiene aproximadamente la misma pendiente que la curva *fg* de expansión de laboratorio.

Los suelos que exhiben alta sensitividad tienen estructuras floculentas. En el campo, están en general algo preconsolidados. Las características de consolidación de tales suelos se muestran en la figura 6.11.

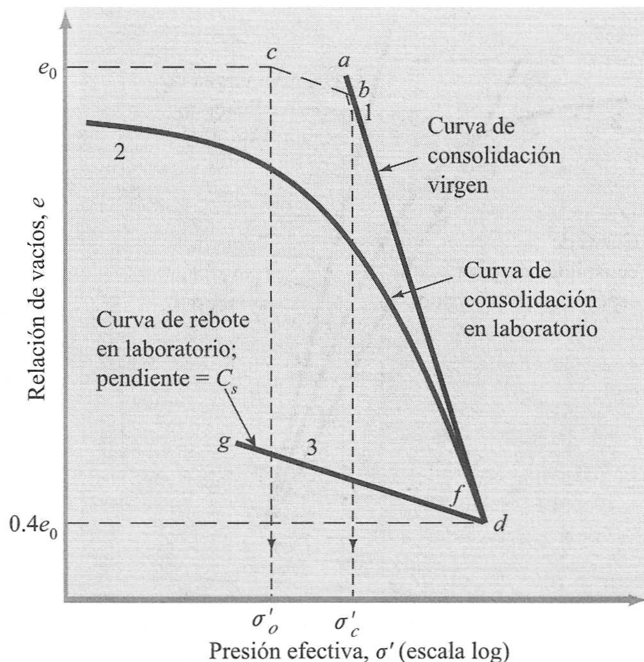


FIGURA 6.10 Características de consolidación de una arcilla sobreconsolidada de baja a media sensitividad.

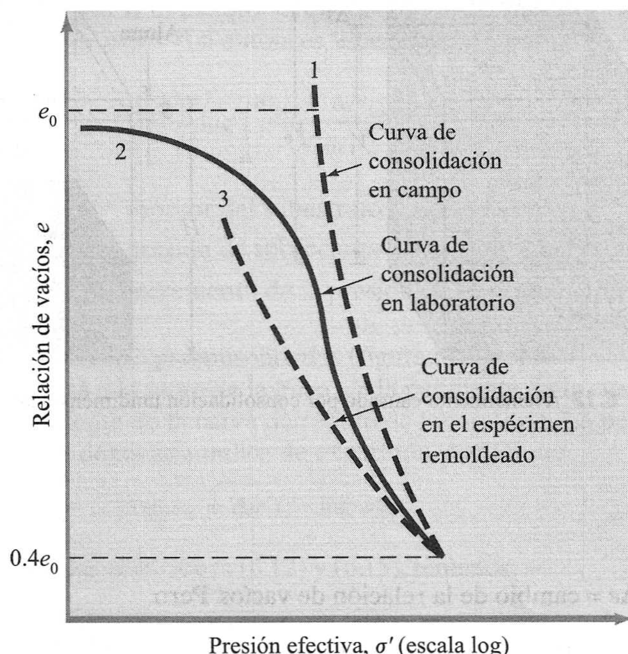


FIGURA 6.11 Características de consolidación de arcillas sensitivas.

6.6 Cálculo del asentamiento causado por una consolidación primaria unidimensional

Con lo aprendido del análisis de los resultados de las pruebas de consolidación, ahora procederemos a calcular el asentamiento probable causado por la consolidación primaria en el campo, suponiendo una consolidación unidimensional.

Consideremos un estrato de arcilla saturada de espesor H y área de sección transversal A bajo una presión σ'_o de sobrecarga efectiva promedio. Debido a un incremento de presión $\Delta\sigma$, sea el asentamiento primario igual a S. Al final de la consolidación, $\Delta\sigma = \Delta\sigma'$. Entonces, el cambio de volumen (figura 6.12) se obtiene por

$$\Delta V = V_0 - V_1 = HA - (H - S)A = SA \tag{6.8}$$

donde V_0 y V_1 son los volúmenes inicial y final, respectivamente. Sin embargo, el cambio en el volumen total es igual al cambio en el volumen de vacíos ΔV_v. Entonces,

$$\Delta V = SA = V_{v0} - V_{v1} = \Delta V_v \tag{6.9}$$

donde V_{v0} y V_{v1} son los volúmenes de vacíos inicial y final, respectivamente. De la definición de la relación de vacíos, tenemos

$$\Delta V_v = \Delta e V_s \tag{6.10}$$

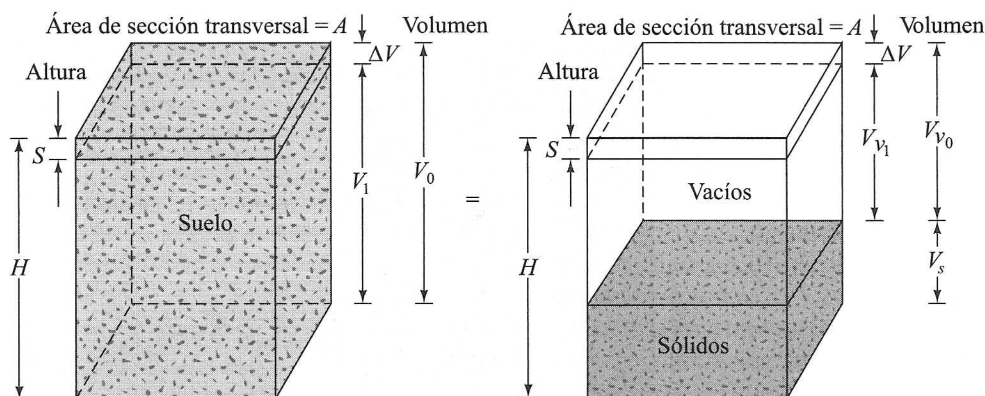


FIGURA 6.12 Asentamiento causado por consolidación unidimensional.

donde Δe = cambio de la relación de vacíos. Pero

$$V_s = \frac{V_0}{1 + e_0} = \frac{AH}{1 + e_0} \tag{6.11}$$

donde e_0 = relación de vacíos inicial en el volumen V_0. Entonces, de las ecuaciones (6.8), (6.9), (6.10) y (6.11), obtenemos

$$\Delta V = SA = \Delta e V_s = \frac{AH}{1 + e_0} \Delta e$$

o

$$S = H \frac{\Delta e}{1 + e_0} \tag{6.12}$$

Para arcillas normalmente consolidadas que muestran una relación e-log σ' lineal (figura 6.9) (*nota:* $\Delta\sigma = \Delta\sigma'$ al final de la consolidación),

$$\Delta e = C_c[\log(\sigma'_o + \Delta\sigma') - \log \sigma'_o] \tag{6.13}$$

donde C_c = pendiente de la gráfica e-log σ'_o y se define como el índice de compresión. Sustituyendo la ecuación (6.13) en la ecuación (6.12) resulta

$$S = \frac{C_c H}{1 + e_0} \log \left(\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'}{\sigma'_o} \right) \tag{6.14}$$

Para un estrato de arcilla de mayor espesor se hace una medición más exacta del asentamiento si el estrato se divide en varios subestratos y se hacen los cálculos para cada uno de éstos. Así entonces, el asentamiento total para todo el estrato se da como

$$S = \sum \left[\frac{C_c H_i}{1 + e_0} \log \left(\frac{\sigma'_{o(i)} + \Delta\sigma'_{(i)}}{\sigma'_{o(i)}} \right) \right]$$

donde H_i = espesor del subestrato i

$\sigma'_{o(i)}$ = presión de sobrecarga efectiva promedio inicial para el subestrato i

$\Delta\sigma'_{(i)}$ = incremento de la presión vertical para el subestrato i

En arcillas preconsolidadas (figura 6.10), para $\sigma'_o + \Delta\sigma' \leq \sigma'_c$, la variación e-log σ'en campo será a lo largo de la línea cb, la pendiente de la cual será aproximadamente igual a la pendiente de la curva de rebote de laboratorio. La pendiente de la curva de expansión C_s se denomina índice de expansión, por lo que

$$\Delta e = C_s[\log(\sigma'_o + \Delta\sigma') - \log \sigma'_o] \tag{6.15}$$

De las ecuaciones (6.12) y (6.15), tenemos

$$S = \frac{C_s H}{1 + e_0} \log \left(\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'}{\sigma'_o} \right) \tag{6.16}$$

Si $\sigma'_o + \Delta\sigma > \sigma'_c$, entonces

$$S = \frac{C_s H}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_c}{\sigma'_o} + \frac{C_c H}{1 + e_0} \log \left(\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'}{\sigma'_c} \right) \tag{6.17}$$

Sin embargo, si la curva e-log σ' está dada, es posible escoger simplemente Δe de la gráfica para el rango apropiado de presiones. Este valor es sustituido en la ecuación (6.12) para calcular el asentamiento S.

6.7 Índice de compresión (C_c)

Podemos determinar el índice de compresión para un asentamiento en campo causado por consolidación por medio de una construcción gráfica (como muestra la figura 6.9) después de obtener los resultados de pruebas de laboratorio para la relación de vacíos y la presión.

Terzaghi y Peck (1967) propusieron expresiones empíricas para el índice de compresión. Para arcillas inalteradas:

$$C_c = 0.009(LL - 10) \tag{6.18}$$

Para arcillas remoldeadas:

$$C_c = 0.007(LL - 10) \tag{6.19}$$

donde LL = límite líquido (%). En ausencia de datos sobre consolidación de laboratorio, la ecuación (6.18) se usa frecuentemente para un cálculo aproximado de la consolidación primaria en el campo. Se dispone ahora también de otras varias correlaciones para el índice de compresión.

Con base en observaciones de varias arcillas naturales, Rendon-Herrero (1983) dan la relación para el índice de compresión en la forma

$$C_c = 0.141 G_s^{1.2} \left(\frac{1 + e_0}{G_s} \right)^{2.38} \tag{6.20}$$

Nagaraj y Murty (1985) expresaron el índice de compresión como

$$C_c = 0.2343 \left[\frac{LL\ (\%)}{100} \right] G_s \tag{6.21}$$

6.8 Índice de expansión (C_s)

El índice de expansión es apreciablemente menor en magnitud que el índice de compresión y es generalmente determinado por medio de pruebas en laboratorio. En la mayoría de los casos,

$$C_s \approx \frac{1}{5} \text{ a } \frac{1}{10} C_c \tag{6.22}$$

El índice de expansión fue expresado por Nagaraj y Murty (1985) como

$$C_s = 0.0463 \left[\frac{LL\ (\%)}{100} \right] G_s \tag{6.23}$$

Valores típicos del límite líquido, del límite plástico, del índice de compresión virgen y del índide de expansión para algunos suelos naturales se dan en la tabla 6.1.

EJEMPLO 6.2 Refiérase a la curva e-log σ' obtenida en el ejemplo 6.1.

a. Determine la presión de preconsolidación σ'_c

b. Encuentre el índice de compresión C_c.

Tabla 6.1 Compresión y expansión de suelos naturales.

Suelo	Límite líquido	Límite plástico	Índice de compresión, C_c	Índice de expansión, C_s
Arcilla azul de Boston	41	20	0.35	0.07
Arcilla de Chicago	60	20	0.4	0.07
Arcilla de Fuerte Gordon, Georgia	51	26	0.12	—
Arcilla de Nueva Orleans	80	25	0.3	0.05
Arcilla de Montana	60	28	0.21	0.05

Solución

a. La gráfica e-log σ' mostrada en la figura 6.6 se presenta nuevamente en la figura 6.13. Usando el procedimiento mostrado en la figura 6.8, determinamos la presión de preconsolidación. De la gráfica, σ'_c= **160 kN/m²**.

b. De la gráfica e-log σ', encontramos

$$\sigma'_1 = 400 \text{ kN/m}^2 \qquad e_1 = 0.712$$

$$\sigma'_2 = 800 \text{ kN/m}^2 \qquad e_2 = 0.627$$

Por tanto,

$$C_c = \frac{e_1 - e_2}{\log(\sigma'_2 / \sigma'_1)} = \frac{0.712 - 0.627}{\log(800/400)} = \mathbf{0.282}$$

■

FIGURA 6.13

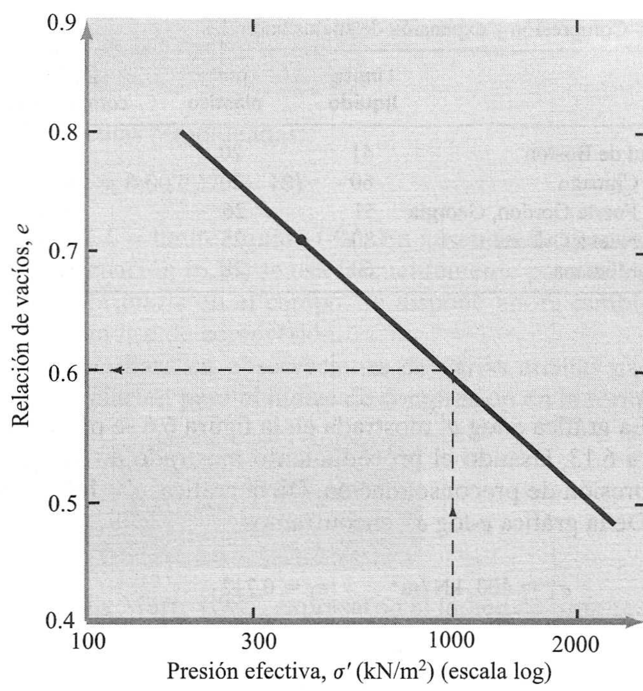


FIGURA 6.14

EJEMPLO 6.3

Refiérase a los ejemplos 6.1 y 6.2. Para la arcilla, ¿cuál será la relación de vacíos para una presión de 1000 kN/m^2? (*Nota:* σ'_c = 160 kN/m^2.)

Solución Del ejemplo 6.1, encontramos los siguientes valores:

$$\sigma'_1 = 400 \text{ kN/m}^2 \qquad e_1 = 0.712$$
$$\sigma'_2 = 800 \text{ kN/m}^2 \qquad e_2 = 0.627$$

Además, del ejemplo 6.2, $C_c = 0.282$. Con referencia a la figura 6.14, tenemos

$$C_c = \frac{e_1 - e_3}{\log(\sigma'_3 / \sigma'_1)}$$

$$e_3 = e_1 - C_c \log\left(\frac{\sigma'_3}{\sigma'_1}\right) = 0.712 - 0.282 \log\left(\frac{1000}{400}\right) = \mathbf{0.6}$$ ■

EJEMPLO 6.4

En la figura 6.15 se muestra el perfil de un suelo. Si se aplica una carga $\Delta\sigma$ uniformemente distribuida en la superficie del suelo, ¿cuál será el asentamiento del estrato de arcilla causado por la consolidación primaria? Para la arcilla, σ'_c es de 125 kN/m^2 y $C_s = \frac{1}{6}C_c$.

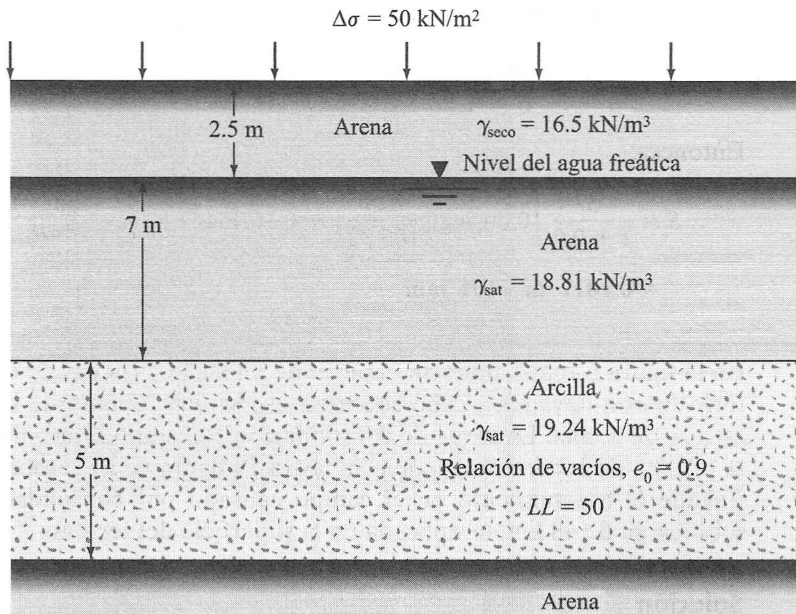


FIGURA 6.15

Solución El esfuerzo efectivo promedio a la mitad del estrato de arcilla es

$$\sigma'_o = 2.5\gamma_{\text{seco(arena)}} + (7 - 2.5)[\gamma_{\text{sat(arena)}} - \gamma_w] + \left(\frac{5}{2}\right)[\gamma_{\text{sat(arcilla)}} - \gamma_w]$$

o

$$\sigma'_o = (2.5)(16.5) + (4.5)(18.81 - 9.81) + (2.5)(19.24 - 9.81)$$
$$= 105.33 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma'_c = 125 \text{ kN/m}^2 > 105.33 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma'_o + \Delta\sigma' = 105.33 + 50 = 155.33 \text{ kN/m}^2 > \sigma'_c$$

(*Nota*: $\Delta\sigma = \Delta\sigma'$ al final de la consolidación.) Necesitamos entonces usar la ecuación (6.17):

$$S = \frac{C_s H}{1 + e_0} \log\left(\frac{\sigma'_c}{\sigma'_o}\right) + \frac{C_c H}{1 + e_0} \log\left(\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'}{\sigma'_c}\right)$$

Tenemos $H = 5$ m y $e_0 = 0.9$. De la ecuación (6.18),

$$C_c = 0.009(LL - 10) = 0.009(50 - 10) = 0.36$$

$$C_s = \frac{1}{6}C_c = \frac{0.36}{6} = 0.06$$

Entonces,

$$S = \frac{5}{1 + 0.9}\left[0.06 \log\left(\frac{125}{105.33}\right) + 0.36 \log\left(\frac{105.33 + 50}{125}\right)\right]$$

$$= 0.1011 \text{ m} \approx \mathbf{101 \text{ mm}}$$

■

EJEMPLO 6.5

En la figura 6.16a se muestra el perfil de un suelo. Pruebas de consolidación en laboratorio fueron llevadas a cabo sobre un espécimen tomado de la región intermedia del estrato de arcilla. La curva de consolidación en campo interpolada de los resultados de la prueba de laboratorio (como muestra la figura 6.10) se observa en la figura 6.16b. Calcule el asentamiento en el campo causado por consolidación primaria para una sobrecarga de 48 kN/m^2 aplicada en la superficie del terreno.

Solución

$$\sigma'_o = (5)(\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w) = 5(18.0 - 9.81)$$

$$= 40.95 \text{ kN/m}^2$$

$$e_0 = 1.1$$

$$\Delta\sigma' = 48 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma'_o + \Delta\sigma' = 40.95 + 48 = 88.95 \text{ kN/m}^2$$

La relación de vacíos correspondiente a 88.95 kN/m^2 (figura 6.16) es de 1.045. Por consiguiente, $\Delta e = 1.1 - 1.045 = 0.055$. De la ecuación (6.12), tenemos

$$\text{asentamiento, } S = H\frac{\Delta e}{1 + e_0}$$

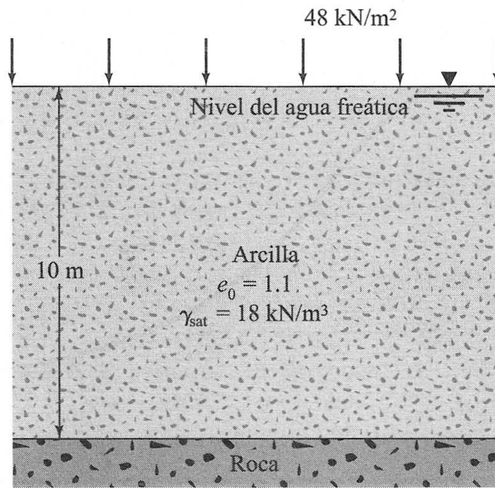
por lo que

$$S = 10\frac{0.055}{1 + 1.1} = 0.262 \text{ m} = \mathbf{262 \text{ mm}}$$

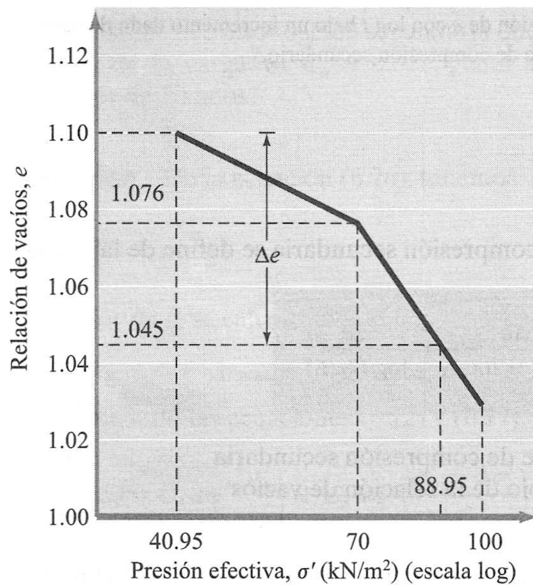
■

6.9 Asentamientos por consolidación secundaria

La sección 6.2 mostró que al final de la consolidación primaria (es decir, después de la disipación total del exceso de presión de poro de agua) se observa algún asentamiento debido al ajuste plástico de la estructura del suelo, denominado usualmente *flujo plástico.* Esta etapa de la consolidación se llama *consolidación secundaria,* durante la cual, la gráfica de la deformación *versus* el logaritmo del tiempo es prácticamente lineal (figura 6.3). La variación de la relación de vacíos e con el tiempo para un incremento dado de carga será similar al mostrado en la figura 6.3. Esta variación se ilustra en la figura 6.17.



(a)



(b)

FIGURA 6.16 (a) Perfil del suelo; (b) curva de consolidación en campo.

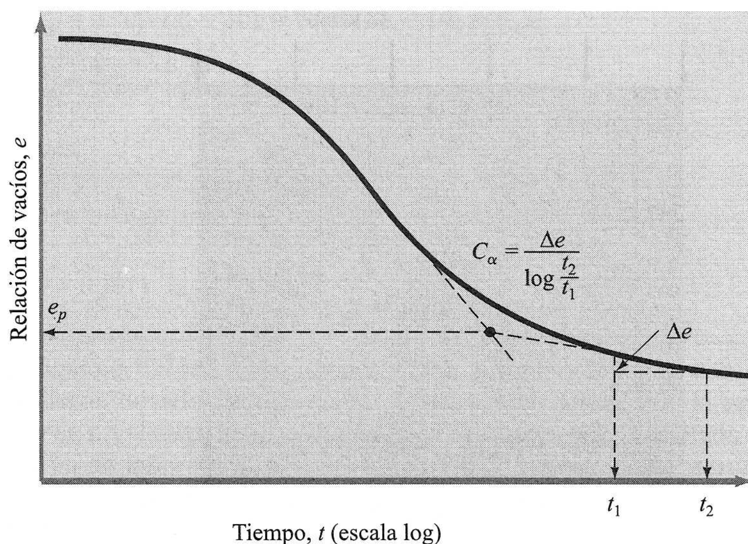


FIGURA 6.17 Variación de e con log t bajo un incremento dado de carga, y definición del índice de compresión secundario.

El índice de compresión secundaria se define de la figura 6.17 como

$$C_\alpha = \frac{\Delta e}{\log t_2 - \log t_1} = \frac{\Delta e}{\log (t_2/t_1)} \tag{6.24}$$

donde C_α = índice de compresión secundaria
Δe = cambio de la relación de vacíos
t_1, t_2 = tiempo

La magnitud de la consolidación secundaria se calcula con la expresión

$$S_s = C'_\alpha H \log \left(\frac{t_1}{t_2}\right) \tag{6.25}$$

donde

$$C'_\alpha = \frac{C_\alpha}{1 + e_p} \tag{6.26}$$

y

e_p = relación de vacíos al final de la consolidación primaria (figura 6.17)
H = espesor de la capa de arcilla

El asentamiento por consolidación secundaria es más importante que por consolidación primaria en suelos orgánicos y en suelos inorgánicos altamente compresibles. En arcillas inorgánicas preconsolidadas, el índice de compresión secundaria es muy pequeño y tiene una menor importancia práctica.

Varios factores afectan la magnitud de la consolidación secundaria y algunos de ellos no son entendidos aún claramente (Mesri, 1973). La tasa de compresión secundaria respecto a la primaria para un espesor dado del estrato de suelo es dependiente de la razón del incremento de esfuerzo ($\Delta\sigma'$) respecto al esfuerzo efectivo inicial (σ'_o). Para tasas pequeñas $\Delta\sigma'/\sigma'_o$ la tasa de la compresión secundaria respecto a la primaria es mayor.

EJEMPLO 6.6

Refiérase al ejemplo 6.4. Suponga que la consolidación primaria se terminará en 3.5 años. Estime la consolidación secundaria que ocurrirá de 3.5 a 10 años después de la aplicación de la carga. Si C_α = 0.022, ¿cuál es el asentamiento total por consolidación después de 10 años?

Solución De la ecuación (6.26), tenemos

$$C'_\alpha = \frac{C_\alpha}{1 + e_p}$$

El valor de e_p se calcula como

$$e_p = e_0 - \Delta e_{\text{primaria}}$$

Combinando las ecuaciones (6.12) y (6.17), obtenemos

$$\Delta e = C_s \log\left(\frac{\sigma'_c}{\sigma'_o}\right) + C_s \log\left(\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'}{\sigma'_c}\right)$$

$$= 0.06 \log\left(\frac{125}{105.33}\right) + 0.36 \log\left(\frac{155.33}{125}\right) = 0.038$$

Se da $e_0 = 0.9$, por lo que

$$e_p = 0.9 - 0.038 = 0.862$$

Entonces,

$$C'_\alpha = \frac{0.022}{1 + 0.862} \quad 0.0118$$

$$S_s = C'_\alpha H \log\left(\frac{t_2}{t_1}\right) = (0.0118)(5) \log\left(\frac{10}{3.5}\right) \approx 0.027 \text{ m}$$

Asentamiento total por consolidación = asentamiento (S) por consolidación primaria + asentamiento (S_s) por consolidación secundaria. Del ejemplo 6.4, $S = 101$ mm, por lo que

asentamiento total por consolidación = 101 + 27 = **128 mm** ■

6.10 Velocidad de consolidación

El asentamiento total causado por la consolidación primaria que resulta de un incremento en el esfuerzo sobre un estrato de suelo se calcula usando una de las tres ecuaciones [(6.14), (6.16) o (6.17)] dadas en la sección 6.6. Sin embargo, las ecuaciones no proporcionan ninguna información respecto a la velocidad con que ocurre la consolidación primaria. Terzaghi (1925) propuso la primera teoría para considerar la velocidad de la consolidación unidimensional en suelos arcillosos saturados. La derivación matemática se basa en las siguientes suposiciones:

1. El sistema arcilla-agua es homogéneo.
2. La saturación es completa.
3. La compresibilidad del agua es despreciable.
4. La compresibilidad de los granos de suelo es despreciable (pero los granos de suelo se reacomodan).
5. El flujo del agua es sólo en una dirección (es decir, en la dirección de la compresión).
6. La ley de Darcy es válida.

La figura 6.18a muestra un estrato de arcilla de espesor $2H_{dr}$ localizada entre dos estratos de arena altamente permeables. Si el estrato de arcilla es sometido a una presión creciente $\Delta\sigma$, la presión de poro del agua en cualquier punto A en el estrato de arcilla aumentará. Para consolidación unidimensional, el agua será expulsada en dirección vertical hacia los estratos de arena.

La figura 6.18b muestra el flujo de agua a través de un elemento prismático en A. Para el elemento de suelo mostrado,

$$\left(\begin{array}{c}\text{velocidad de salida}\\ \text{del agua}\end{array}\right) - \left(\begin{array}{c}\text{velocidad de entrada}\\ \text{del agua}\end{array}\right) = \left(\begin{array}{c}\text{velocidad del}\\ \text{cambio de volumen}\end{array}\right)$$

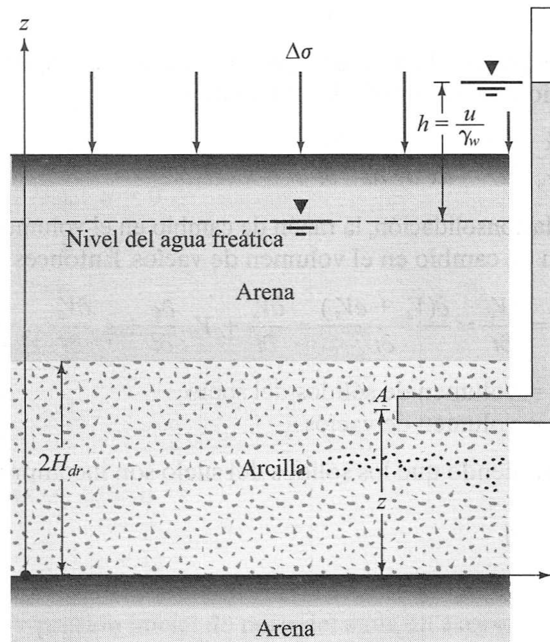
Entonces,

$$\left(v_z = \frac{\partial v_z}{\partial z} dz\right) dx\, dy - v_z\, dx\, dy = \frac{\partial V}{\partial t}$$

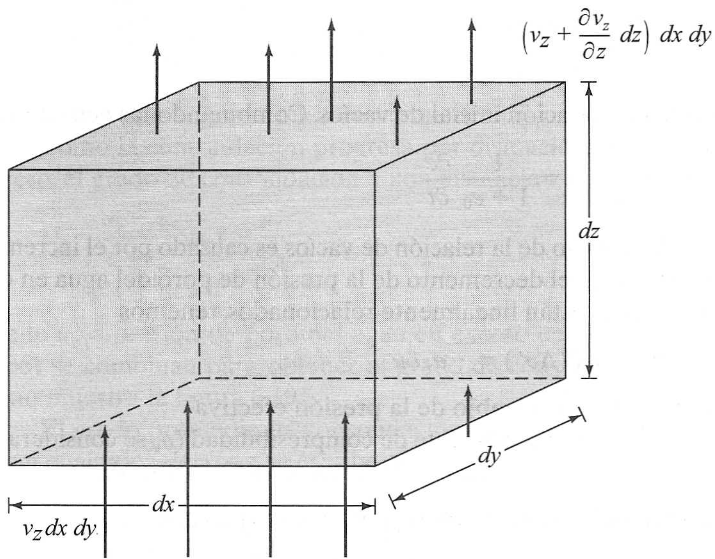
donde V = volumen del elemento del suelo
v_z = velocidad del flujo en la dirección z

o

$$\frac{\partial v_z}{\partial z} dx\, dy\, dz = \frac{\partial V}{\partial t} \tag{6.27}$$



(a)



(b)

FIGURA 6.18 (a) Estrato de arcilla sometido a consolidación; (b) flujo de agua en A durante la consolidación.

Usando la ley de Darcy tenemos

$$v_z = ki = -k\,\frac{\partial h}{\partial z} = -\frac{k}{\gamma_w}\,\frac{\partial u}{\partial z} \tag{6.28}$$

donde u = presión de poro del agua en exceso causada por el incremento del esfuerzo. De las ecuaciones (6.27) y (6.28), obtenemos

$$-\frac{k}{\gamma_w}\,\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{1}{dx\,dy\,dz}\,\frac{\partial V}{\partial t} \tag{6.29}$$

Durante la consolidación, la razón de cambio en el volumen del elemento de suelo es igual a la razón de cambio en el volumen de vacíos. Entonces

$$\frac{\partial V}{\partial t} = \frac{\partial V_v}{\partial t} = \frac{\partial (V_s + eV_s)}{\partial t} = \frac{\partial V_s}{\partial t} + V_s\,\frac{\partial e}{\partial t} + e\,\frac{\partial V_s}{\partial t} \tag{6.30}$$

donde V_s = volumen de sólidos del suelo
V_v = volumen de vacíos

Pero (suponiendo que los sólidos del suelo son incompresibles),

$$\frac{\partial V_s}{\partial t} = 0$$

y

$$V_s = \frac{V}{1 + e_0} = \frac{dx\,dy\,dz}{1 + e_0}$$

Sustituyendo por $\partial V_s/\partial t$ y V_s en la ecuación (6.30), se obtiene

$$\frac{\partial V}{\partial t} = \frac{dx\,dy\,dz}{1 + e_0}\,\frac{\partial e}{\partial t} \tag{6.31}$$

donde e_0 = relación inicial de vacíos. Combinando las ecuaciones (6.29) y (6.30) resulta

$$-\frac{k}{\gamma_w}\,\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{1}{1 + e_0}\,\frac{\partial e}{\partial t} \tag{6.32}$$

El cambio de la relación de vacíos es causado por el incremento en el esfuerzo efectivo (es decir, el decremento de la presión de poro del agua en exceso). Suponiendo que esos valores están linealmente relacionados, tenemos

$$\partial e = a_v\,\partial(\Delta\sigma') = -a_v\,\partial u \tag{6.33}$$

donde $\partial(\Delta\sigma')$ = cambio de la presión efectiva
a_v = coeficiente de compresibilidad (a_v se considera constante para un rango estrecho del incremento de la presión)

Combinando las ecuaciones (6.32) y (6.33) resulta

$$-\frac{k}{\gamma_w}\,\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = -\frac{a_v}{1 + e_0}\,\frac{\partial u}{\partial t} = -m_v\,\frac{\partial u}{\partial t}$$

donde m_v = coeficiente de compresibilidad del volumen = $a_v/(1 + e_0)$, o

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \tag{6.34}$$

donde c_v = coeficiente de consolidación = $k/(\gamma_w m_v)$.

La (6.34) es la ecuación diferencial básica de la teoría de la consolidación de Terzaghi y se resuelve con las siguientes condiciones de frontera:

$$z = 0, \quad u = 0$$

$$z = 2H_{dr}, \quad u = 0$$

$$t = 0, \quad u = u_0$$

La solución es

$$u = \sum_{m=0}^{m=\infty} \left[\frac{2u_0}{M} \operatorname{sen}\left(\frac{Mz}{H_{dr}} \right) \right] e^{-M^2 T_v} \tag{6.35}$$

donde m es un entero

$$M = \frac{\pi}{2}(2m + 1)$$

u_0 = presión inicial de poro del agua en exceso

y

$$T_v = \frac{c_v t}{H_{dr}^2} = \text{factor de tiempo}$$

El factor de tiempo es un número adimensional.

Como la consolidación progresa por disipación de la presión del agua de poro en exceso, el grado de consolidación a una distancia z en cualquier tiempo t es

$$U_z = \frac{u_0 - u_z}{u_0} = 1 - \frac{u_z}{u_0} \tag{6.36}$$

donde u_z = presión de poro del agua en exceso en el tiempo t. Las ecuaciones (6.35) y (6.36) se combinan para obtener el grado de consolidación a cualquier profundidad z, como muestra la figura 6.19.

El grado promedio de consolidación para toda la profundidad del estrato de arcilla en cualquier tiempo t se escribe, de la ecuación (6.36), como

$$U = \frac{S_t}{S} = 1 - \frac{\left(\frac{1}{2H_{dr}} \right) \int_0^{2H_{dr}} u_z \, dz}{u_0} \tag{6.37}$$

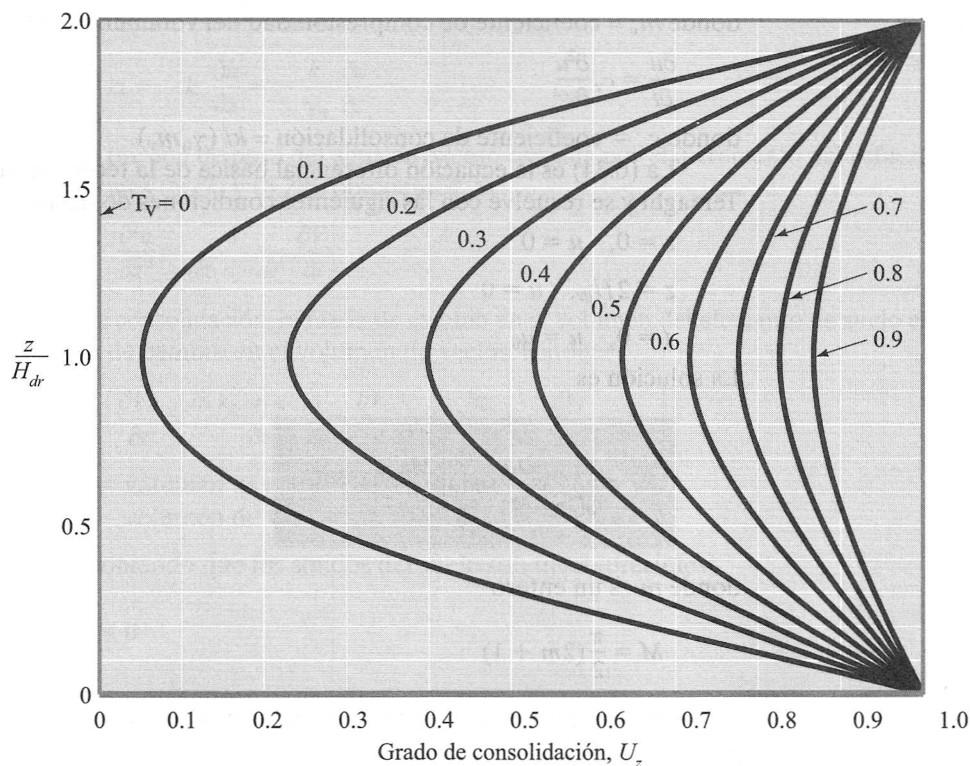


FIGURA 6.19 Variación de U_z con T_v y z/H_{dr}.

donde U = grado promedio de consolidación
S_t = asentamiento del estrato en el tiempo t
S = asentamiento último del estrato por consolidación primaria

Sustituyendo la expresión para la presión de poro del agua en exceso u_z, dada por la ecuación (6.36); en la ecuación (6.37), resulta

$$U = 1 - \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2}{M^2} e^{-M^2 T_v} \tag{6.38}$$

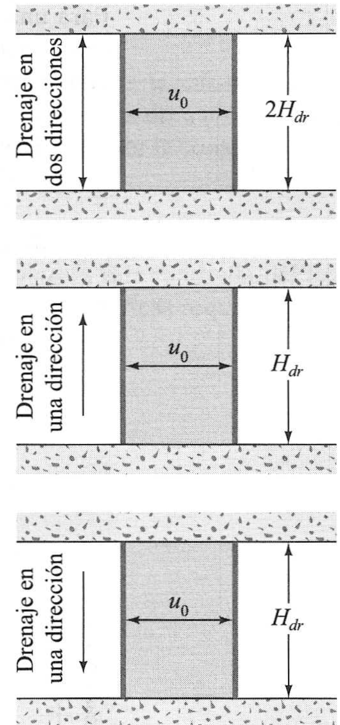
La variación del grado promedio de consolidación con el factor de tiempo adimensional T_v, se da en la tabla 6.2, que representa el caso en que u_0 es el mismo para toda la profundidad del estrato de consolidación. Los valores del factor de tiempo y sus grados promedio correspondientes de consolidación se aproximan también por las siguientes relaciones simples:

$$\text{Para } U = 0\% \text{ a } 60\%, \; T_v = \frac{\pi}{4}\left(\frac{U\%}{100}\right)^2 \tag{6.39}$$

$$\text{Para } U > 60\%, \quad T_v = 1.781 - 0.933 \log(100 - U\%) \tag{6.40}$$

Tabla 6.2 Variación del factor de tiempo con el grado de consolidación*.

U(%)	T_v	U(%)	T_v	U(%)	T_v
0	0	34	0.0907	68	0.377
1	0.00008	35	0.0962	69	0.390
2	0.0003	36	0.102	70	0.403
3	0.00071	37	0.107	71	0.417
4	0.00126	38	0.113	72	0.431
5	0.00196	39	0.119	73	0.446
6	0.00283	40	0.126	74	0.461
7	0.00385	41	0.132	75	0.477
8	0.00502	42	0.138	76	0.493
9	0.00636	43	0.145	77	0.511
10	0.00785	44	0.152	78	0.529
11	0.0095	45	0.159	79	0.547
12	0.0113	46	0.166	80	0.567
13	0.0133	47	0.173	81	0.588
14	0.0154	48	0.181	82	0.610
15	0.0177	49	0.188	83	0.633
16	0.0201	50	0.197	84	0.658
17	0.0227	51	0.204	85	0.684
18	0.0254	52	0.212	86	0.712
19	0.0283	53	0.221	87	0.742
20	0.0314	54	0.230	88	0.774
21	0.0346	55	0.239	89	0.809
22	0.0380	56	0.248	90	0.848
23	0.0415	57	0.257	91	0.891
24	0.0452	58	0.267	92	0.938
25	0.0491	59	0.276	93	0.993
26	0.0531	60	0.286	94	1.055
27	0.0572	61	0.297	95	1.129
28	0.0615	62	0.307	96	1.219
29	0.0660	63	0.318	97	1.336
30	0.0707	64	0.329	98	1.500
31	0.0754	65	0.340	99	1.781
32	0.0803	66	0.352	100	∞
33	0.0855	67	0.364		



Tipos diferentes de drenaje con u_0 constante

* u_0 constante con la profundidad.

6.11 Coeficiente de consolidación

El coeficiente de consolidación c_v generalmente disminuye conforme el límite líquido del suelo aumenta. El rango de variación de c_v para un límite líquido de un suelo dado es bastante amplio.

Para un incremento de carga dado sobre un espécimen, existen dos métodos gráficos comúnmente usados para determinar c_v a partir de pruebas de consolidación unidimensional de laboratorio. Uno de ellos es el *método del logaritmo del tiempo* propuesto por Casagrande y Fadum (1940), y el otro es el *método de la raíz cuadrada del tiempo* sugerido por Taylor (1942). Los procedimientos generales para obtener c_v por los dos métodos son descritos a continuación.

Método del logaritmo del tiempo

Para una carga incrementada dada de la prueba de laboratorio, la gráfica de deformación *versus* log del tiempo del espécimen se muestra en la figura 6.20. Las siguientes construcciones son necesarias para determinar c_v:

1. Extienda las porciones de línea recta de las consolidaciones primaria y secundaria hasta que se intersequen en A. La ordenada de A es representada por d_{100}, es decir, la deformación al final del 100% de consolidación primaria.
2. La porción curva inicial de la gráfica de deformación *versus* log t es aproximada a una parábola sobre la escala natural. Seleccione tiempos t_1 y t_2 sobre la porción curva tal que $t_2 = 4t_1$. Haga la diferencia de la deformación del espécimen durante el tiempo $(t_2 - t_1)$ igual a x.

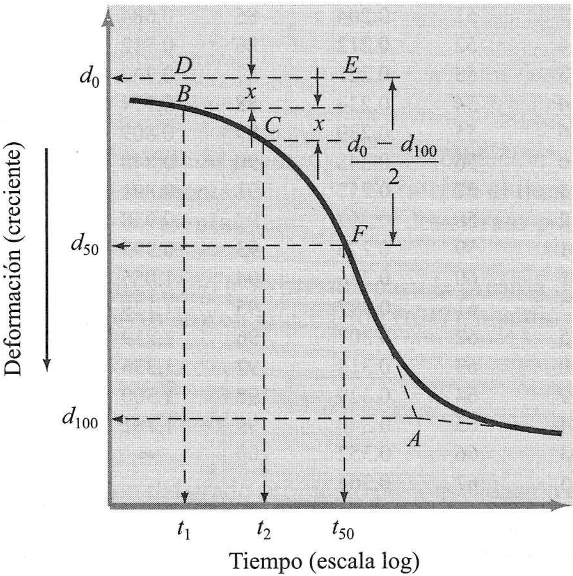


FIGURA 6.20 Método del logaritmo del tiempo para determinar el coeficiente de consolidación.

3. Dibuje una línea horizontal DE tal que la distancia vertical BD es igual a x. La deformación correspondiente a la línea DE es d_0 (es decir, la deformación para 0% de consolidación).
4. La ordenada del punto F sobre la curva de consolidación representa la deformación a 50% de consolidación primaria y su abscisa representa el tiempo correspondiente (t_{50}).
5. Para un grado de consolidación promedio del 50%, $T_v = 0.197$ (tabla 6.2):

$$T_{50} = \frac{c_v t_{50}}{H_{dr}^2}$$

o

$$c_v = \frac{0.197 H_{dr}^2}{t_{50}} \tag{6.41}$$

donde H_{dr} = trayectoria de drenaje promedio más larga durante la consolidación.

Para especímenes drenados por arriba y abajo, H_{dr} es igual a la mitad de la altura promedio del espécimen durante la consolidación. Para especímenes drenados únicamente por un lado, H_{dr} es igual a la altura promedio del espécimen durante la consolidación.

Método de la raíz cuadrada del tiempo

En este método se dibuja una gráfica de deformación *versus* la raíz cuadrada del tiempo para la carga incrementada (figura 6.21). Otras construcciones gráficas requeridas son:

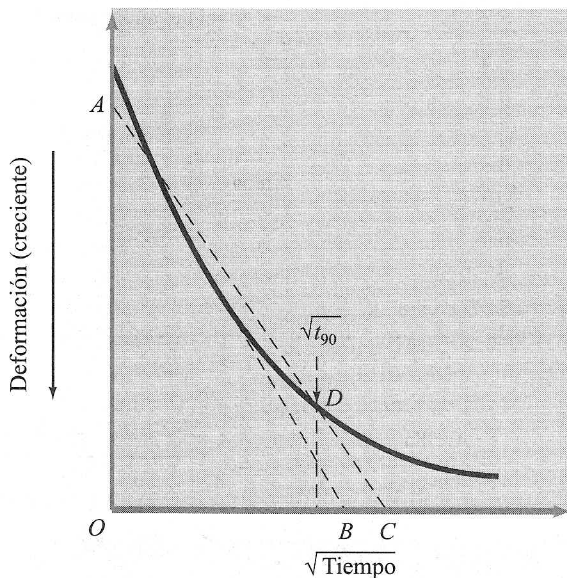


FIGURA 6.21 Método de ajuste de la raíz cuadrada del tiempo.

1. Dibuje una línea AB a través de la porción prematura de la curva.
2. Dibuje una línea AC tal que $\overline{OC} = 1.15\ \overline{OB}$. La abscisa del punto D, que es la intersección de AC y la curva de consolidación, da la raíz cuadrada del tiempo para una consolidación del 90% ($\sqrt{t_{90}}$).
3. Para 90% de consolidación, $T_{90} = 0.848$ (tabla 6.2), por lo que

$$T_{90} = 0.848 = \frac{c_v t_{90}}{H_{dr}^2}$$

o

$$c_v = \frac{0.848 H_{dr}^2}{t_{90}} \tag{6.42}$$

H_{dr} en la ecuación (6.42) se determina de manera similar a como se hizo en el método del logaritmo del tiempo.

EJEMPLO 6.7

En la figura 6.22 se muestra el perfil de un suelo. Se aplica una sobrecarga de 120 kN/m² = $\Delta\sigma$ sobre la superficie del terreno.

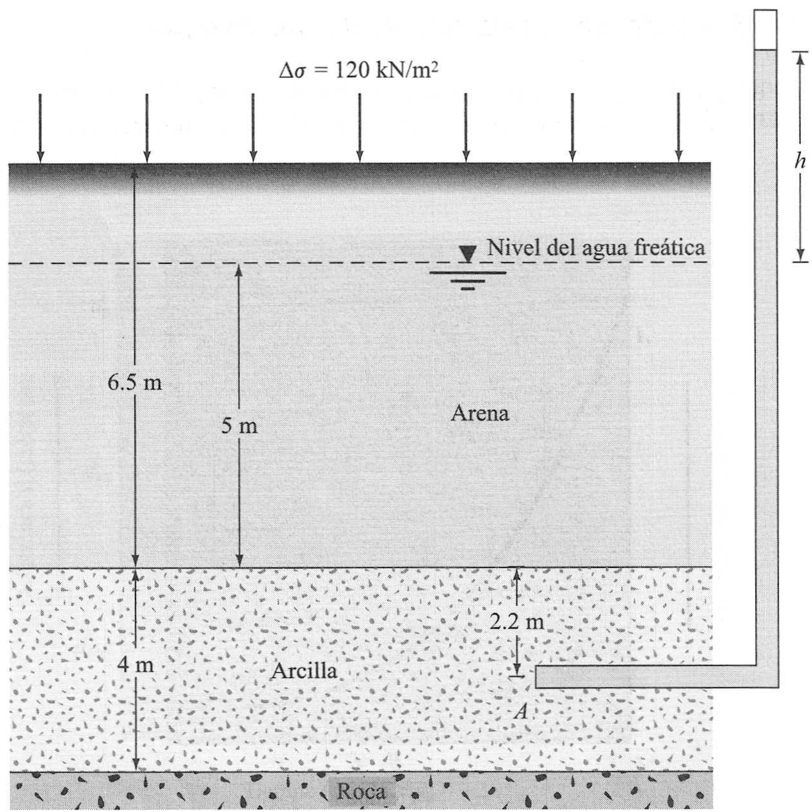


FIGURA 6.22

a. ¿Cuánto se elevará el agua en el piezómetro inmediatamente después de la aplicación de la carga?
b. ¿Cuál es el grado de consolidación en el punto A cuando $h = 6.5$ m?
c. Encuentre h cuando el grado de consolidación en A es de 60%.

Solución

a. Suponiendo un incremento uniforme en el exceso inicial de la presión de poro del agua a través de los 4 m de profundidad del estrato de arcilla, tenemos

$$u_0 = \Delta\sigma = 120 \text{ kN/m}^2$$

$$h = \frac{120}{9.81} = \mathbf{12.23\ m}$$

b. $$U_A\% = \left(1 - \frac{u_A}{u_0}\right)100 = \left(1 - \frac{6.5 \times 9.81}{12.23 \times 9.81}\right)100 = \mathbf{46.8\%}$$

c. $$U_A = 0.6 = \left(1 - \frac{u_A}{u_0}\right)$$

o

$$0.6 = \left(1 - \frac{u_A}{120}\right)$$

$$u_A = (1 - 0.6)(120) = 48 \text{ kN/m}^2$$

Entonces,

$$h = \frac{48}{9.81} = \mathbf{4.89\ m}$$ ■

EJEMPLO 6.8

El tiempo requerido para 50% de consolidación de un estrato de arcilla de 25 mm de espesor (drenada arriba y abajo) en el laboratorio es de 2 minutos 20 segundos. ¿Qué tiempo le tomará (en días) a un estrato de arcilla de 3 m de espesor de la misma arcilla, en el campo y bajo el mismo incremento de presión, alcanzar 50% de consolidación? En el campo se tiene un estrato de roca en el fondo de la arcilla.

Solución

$$T_{50} = \frac{c_v t_{\text{lab}}}{H^2_{dr(\text{lab})}} = \frac{c_v t_{\text{campo}}}{H^2_{dr(\text{campo})}}$$

o

$$\frac{t_{\text{lab}}}{H^2_{dr(\text{lab})}} = \frac{t_{\text{campo}}}{H^2_{dr(\text{campo})}}$$

$$\frac{140 \text{ s}}{\left(\dfrac{0.025 \text{ m}}{2}\right)^2} = \frac{t_{\text{campo}}}{(3 \text{ m})^2}$$

$$t_{\text{campo}} = 8{,}064{,}000 \text{ s} = \mathbf{93.33 \text{ días}}$$

■

EJEMPLO 6.9

Refiérase al ejemplo 6.8. ¿Cuánto tiempo (en días) tiene que pasar para que ocurra un 30% de consolidación primaria en el campo? Use la ecuación (6.39).

Solución De la ecuación (6.39), tenemos

$$\frac{c_v t_{\text{campo}}}{H^2_{dr(\text{campo})}} = T_v \propto U^2$$

Entonces,

$$t \propto U^2$$

$$\frac{t_1}{t_2} = \frac{U_1^2}{U_2^2}$$

o

$$\frac{93.33 \text{ días}}{t_2} = \frac{50^2}{30^2}$$

$$t_2 = \mathbf{33.6 \text{ días}}$$

■

EJEMPLO 6.10

Para una arcilla normalmente consolidada,

$$\sigma'_o = 200 \text{ kN/m}^2 \qquad e = e_0 = 1.22$$

$$\sigma'_o + \Delta\sigma' = 400 \text{ kN/m}^2 \qquad e = 0.98$$

La permeabilidad k de la arcilla para el rango de carga es de 0.61×10^{-4} m/día.

a. ¿Cuánto tiempo (en días) le tomará a un estrato de arcilla de 4 m de espesor (drenada por un solo lado) en el campo alcanzar 60% de consolidación?

b. ¿Cuál es el asentamiento en ese tiempo, es decir, bajo 60% de consolidación?

Solución

a. El coeficiente de compresibilidad es

$$m_v = \frac{a_v}{1 + e_{prom}} = \frac{(\Delta e/\Delta \sigma')}{1 + e_{prom}}$$

$$\Delta e = 1.22 - 0.98 = 0.24$$

$$\Delta \sigma' = 400 - 200 = 200 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{prom} = \frac{1.22 + 0.98}{2} = 1.1$$

Entonces,

$$m_v = \frac{0.24/200}{1 + 1.1} = 5.7 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{kN}$$

$$c_v = \frac{k}{m_v \gamma_w} = \frac{0.61 \times 10^{-4} \text{ m/día}}{(5.7 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{kN})(9.81 \text{ kN/m}^2)} = 0.0109 \text{ m}^2/\text{día}$$

$$T_{60} = \frac{c_v t_{60}}{H_{dr}^2}$$

$$t_{60} = \frac{T_{60} H_{dr}^2}{c_v}$$

De la tabla 6.2, para $U = 60\%$, el valor de T_{60} es de 0.286, por lo que

$$t_{60} = \frac{(0.286)(4)^2}{0.0109} = \mathbf{419.8 \text{ días}}$$

b. $$C_c = \frac{e_1 - e_2}{\log(\sigma'_2/\sigma'_1)} = \frac{1.22 - 0.98}{\log(400/200)} = 0.797$$

De la ecuación (6.14), tenemos

$$S = \frac{C_c H}{1 + e_0} \log\left(\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'}{\sigma'_o}\right)$$

$$= \frac{(0.797)(4)}{1 + 1.22} \log\left(\frac{400}{200}\right) = 0.432 \text{ m}$$

$$S \text{ a } 60\% = (0.6)(0.432 \text{ m}) \approx \mathbf{0.259 \text{ m}}$$

■

EJEMPLO 6.11

Una prueba de consolidación en laboratorio sobre un espécimen de suelo (drenaje por ambos lados) dio los resultados siguientes:

espesor del espécimen de arcilla = 25 mm

$\sigma'_1 = 50\ \text{kN/m}^2 \qquad e_1 = 0.92$
$\sigma'_2 = 120\ \text{kN/m}^2 \qquad e_2 = 0.78$

tiempo para 50% de consolidación = 2.5 min

Determine la permeabilidad k de la arcilla para el rango de carga.

Solución

$$m_v = \frac{a_v}{1 + e_{prom}} = \frac{(\Delta e/\Delta\sigma')}{1 + e_{prom}}$$

$$\frac{\dfrac{0.92 - 0.78}{120 - 50}}{1 + \dfrac{0.92 + 0.78}{2}} = 0.00108\ \text{m}^2/\text{kN}$$

$$c_v = \frac{T_{50} H_{dr}^2}{t_{50}}$$

De la tabla 6.2, para $U = 50\%$, el valor de $T_v = 0.197$, por lo que

$$c_v = \frac{(0.197)\left(\dfrac{0.025\ \text{m}}{2}\right)^2}{2.5\ \text{min}} = 1.23 \times 10^{-5}\ \text{m}^2/\text{min}$$

$$k = c_v m_v \gamma_w = (1.23 \times 10^{-5})(0.00108)(9.81)$$
$$= \mathbf{1.303 \times 10^{-7}\ m/min}$$

■

6.12 Cálculo del asentamiento por consolidación primaria bajo una cimentación

En el capítulo 5 vimos que el incremento en el esfuerzo vertical en el suelo causado por una carga aplicada sobre un área limitada decrece con la profundidad z medida desde la superficie del terreno. Por consiguiente, para estimar el asentamiento unidimensional de una cimentación, usamos las ecuaciones (6.14), (6.16) o (6.17). Sin embargo, el incremento del esfuerzo efectivo $\Delta\sigma'$ en esas ecuaciones debe ser el aumento promedio debajo del centro de la cimentación.

Suponiendo que la presión se incrementa parabólicamente, estimamos el valor de $\Delta\sigma'_{prom}$ como (regla de Simpson)

$$\Delta'\sigma_{prom} = \frac{\Delta\sigma_t + 4\,\Delta\sigma_m + \Delta\sigma_b}{6} \qquad (6.43)$$

donde $\Delta\sigma_t$, $\Delta\sigma_m$ y $\Delta\sigma_b$ representan el incremento en la presión en la parte superior, en la parte media y en el fondo del estrato, respectivamente.

Las magnitudes de $\Delta\sigma_t$, $\Delta\sigma_m$ y $\Delta\sigma_b$ sobre un estrato de arcilla debajo del centro de una cimentación se calculan usando los principios dados en la sección 5.8. Para facilitar la obtención del incremento de presión debajo del centro de un área rectangular, también usamos la siguiente relación (basada en la sección 5.8):

$$\Delta\sigma_{(\text{debajo del centro})} = qI_c \tag{6.44}$$

donde q = carga neta por área unitaria sobre la cimentación

$$I_c = f(m_1, n_1) \tag{6.45}$$

$$m_1 = \frac{L}{B} \tag{6.46}$$

$$n_1 = \frac{z}{(B/2)} \tag{6.47}$$

L = longitud de la cimentación
B = ancho de la cimentación
z = distancia medida desde el fondo de la cimentación

La variación de I_c con m_1 y n_1 se da en la tabla 6.3.

Tabla 6.3 Variación de I_c con m_1 y n_1.

	m_1									
n_1	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0.20	0.994	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997
0.40	0.960	0.976	0.977	0.977	0.977	0.977	0.977	0.977	0.977	0.977
0.60	0.892	0.932	0.936	0.936	0.937	0.937	0.937	0.937	0.937	0.937
0.80	0.800	0.870	0.878	0.880	0.881	0.881	0.881	0.881	0.881	0.881
1.00	0.701	0.800	0.814	0.817	0.818	0.818	0.818	0.818	0.818	0.818
1.20	0.606	0.727	0.748	0.753	0.754	0.755	0.755	0.755	0.755	0.755
1.40	0.522	0.658	0.685	0.692	0.694	0.695	0.695	0.696	0.696	0.696
1.60	0.449	0.593	0.627	0.636	0.639	0.640	0.641	0.641	0.641	0.642
1.80	0.388	0.534	0.573	0.585	0.590	0.591	0.592	0.592	0.593	0.593
2.00	0.336	0.481	0.525	0.540	0.545	0.547	0.548	0.549	0.549	0.549
3.00	0.179	0.293	0.348	0.373	0.384	0.389	0.392	0.393	0.394	0.395
4.00	0.108	0.190	0.241	0.269	0.285	0.293	0.298	0.301	0.302	0.303
5.00	0.072	0.131	0.174	0.202	0.219	0.229	0.236	0.240	0.242	0.244
6.00	0.051	0.095	0.130	0.155	0.172	0.184	0.192	0.197	0.200	0.202
7.00	0.038	0.072	0.100	0.122	0.139	0.150	0.158	0.164	0.168	0.171
8.00	0.029	0.056	0.079	0.098	0.113	0.125	0.133	0.139	0.144	0.147
9.00	0.023	0.045	0.064	0.081	0.094	0.105	0.113	0.119	0.124	0.128
10.00	0.019	0.037	0.053	0.067	0.079	0.089	0.097	0.103	0.108	0.112

EJEMPLO 6.12

Calcule el asentamiento por consolidación primaria del estrato de arcilla de 3 m de espesor (figura 6.23) que resultará de la carga tomada por una zapata cuadrada de 1.5 m. La arcilla está normalmente consolidada.

Solución Para una arcilla normalmente consolidada, de la ecuación (6.14) tenemos

$$S = \frac{C_c H}{1 + e_0} \log \left(\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'}{\sigma'_o} \right)$$

donde $C_c = 0.009(LL - 10) = 0.009(40 - 10) = 0.27$

$H = 3000$ mm

$e_0 = 1.0$

$$\sigma'_o = 4.5 \times \gamma_{\text{seco(arena)}} + 1.5[\gamma_{\text{sat(arena)}} - 9.81] + \frac{3}{2}[\gamma_{\text{sat(arcilla)}} - 9.81]$$

$$= 4.5 \times 15.7 + 1.5(18.9 - 9.81) + 1.5(17.3 - 9.81) = 95.53 \text{ kN/m}^2$$

Para calcular $\Delta\sigma'$, preparamos la siguiente tabla:

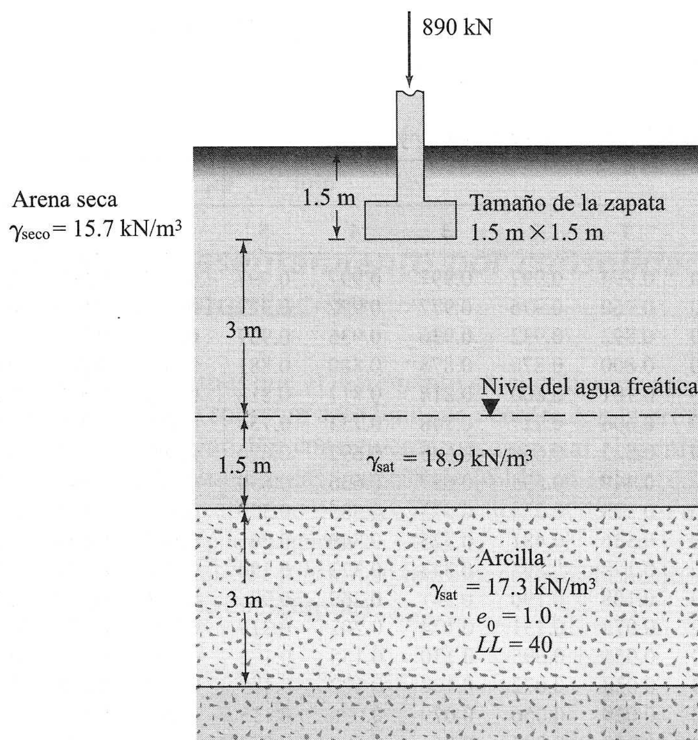


FIGURA 6.23

z (m)	m_1	$\frac{L}{B}$	B (m)	n_1	$\frac{z}{(B/2)}$	I_c (Tabia 6.3)	$\Delta\sigma = qI_c$* (kN/m²)
4.5	1		1.5	6		0.051	20.17
6.0	1		1.5	8		0.029	11.47
7.5	1		1.5	10		0.019	7.52

$^*q = \frac{890}{2.25} = 395.6$ kN/m²

Calculamos

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma' = \frac{20.17 + (4)(11.47) + 7.52}{6} = 12.26 \text{ kN/m}^2$$

Al sustituir estos valores en la ecuación del asentamiento, obtenemos

$$S = \frac{(0.27)(3000)}{1+1} \log\left(\frac{95.53 + 12.26}{95.53}\right) = \mathbf{21.2\ mm}$$

■

6.13 Precompresión. Consideraciones generales

Cuando estratos de suelo arcilloso altamente compresibles y normalmente consolidados se encuentran a una profundidad limitada y se esperan grandes asentamientos por consolidación como resultado de la construcción de grandes edificios, terraplenes de carreteras o presas de tierra, la precompresión del suelo se usa para minimizar el asentamiento que ocurrirá después de terminada la construcción. Los principios de la precompre-

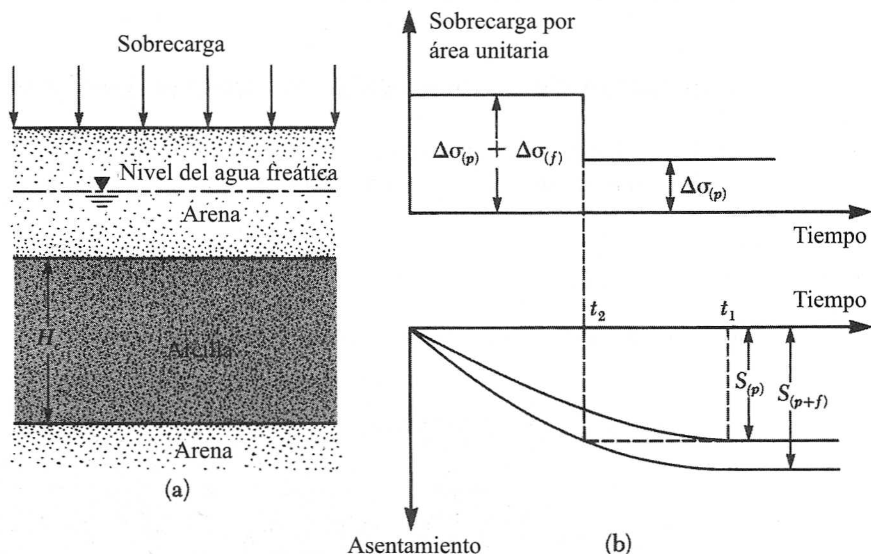


FIGURA 6.24 Principios de precompresión.

sión los explicaremos con referencia a la figura 6.24. Aquí la carga estructural propuesta por área unitaria es $\Delta\sigma_{(p)}$ y el espesor del estrato de arcilla sometido a consolidación es H_c. El asentamiento máximo por consolidación primaria causado por la carga estructural $S_{(p)}$ es entonces

$$S_{(p)} = \frac{C_c H_c}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_o + \Delta\sigma_{(p)}}{\sigma'_o} \tag{6.48}$$

Note que al final de la consolidación, $\Delta\sigma' = \Delta\sigma_{(p)}$.

La relación asentamiento-tiempo bajo la carga estructural será como la mostrada en la figura 6.24b. Sin embargo, si una sobrecarga de $\Delta\sigma_{(p)} + \Delta\sigma_{(f)}$ se coloca sobre el terreno, entonces el asentamiento por consolidación primaria $S_{(p+f)}$, será

$$S_{(p+f)} = \frac{C_c H_c}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_o + [\Delta\sigma_{(p)} + \Delta\sigma_{(f)}]}{\sigma'_o} \tag{6.49}$$

Note que al final de la consolidación,

$$\Delta\sigma' = \Delta\sigma_{(p)} + \Delta\sigma_{(f)}$$

En la figura 6.24b se muestra también la relación asentamiento-tiempo bajo una sobrecarga de $\Delta\sigma_{(p)} + \Delta\sigma_{(f)}$. Note que un asentamiento total de $S_{(p)}$ ocurrirá en un tiempo t_2, que es mucho más corto que t_1. Entonces, si una sobrecarga total temporal de $\Delta\sigma_{(f)} + \Delta\sigma_{(p)}$ se aplica sobre la superficie del terreno durante un tiempo t_2, el asentamiento será igual a $S_{(p)}$. En ese tiempo, si la sobrecarga es retirada y se construye una estructura con una carga permanente por área unitaria de $\Delta\sigma_{(p)}$, no ocurrirá ningún asentamiento apreciable. Este procedimiento se llama *precompresión*. La sobrecarga total, $\Delta\sigma_{(p)} + \Delta\sigma_{(f)}$, se aplica usando rellenos temporales.

Derivación de ecuaciones para obtener $\Delta\sigma_{(f)}$ y t_2

La figura 6.24b muestra que, bajo una sobrecarga de $\Delta\sigma_{(p)} + \Delta\sigma_{(f)}$, el grado de consolidación en el tiempo t_2 después de la aplicación de la carga es

$$U = \frac{S_{(p)}}{S_{(p+f)}} \tag{6.50}$$

La sustitución de las ecuaciones (6.48) y (6.49) en la ecuación (6.50) da

$$U = \frac{\log\left[\dfrac{\sigma'_o + \Delta\sigma_{(p)}}{\sigma'_o}\right]}{\log\left[\dfrac{\sigma'_o + \Delta\sigma_{(p)} + \Delta\sigma_{(f)}}{\sigma'_o}\right]} = \frac{\log\left[1 + \dfrac{\Delta\sigma_{(p)}}{\sigma'_o}\right]}{\log\left\{1 + \dfrac{\Delta\sigma_{(p)}}{\sigma'_o}\left[1 + \dfrac{\Delta\sigma_{(f)}}{\Delta\sigma_{(p)}}\right]\right\}} \tag{6.51}$$

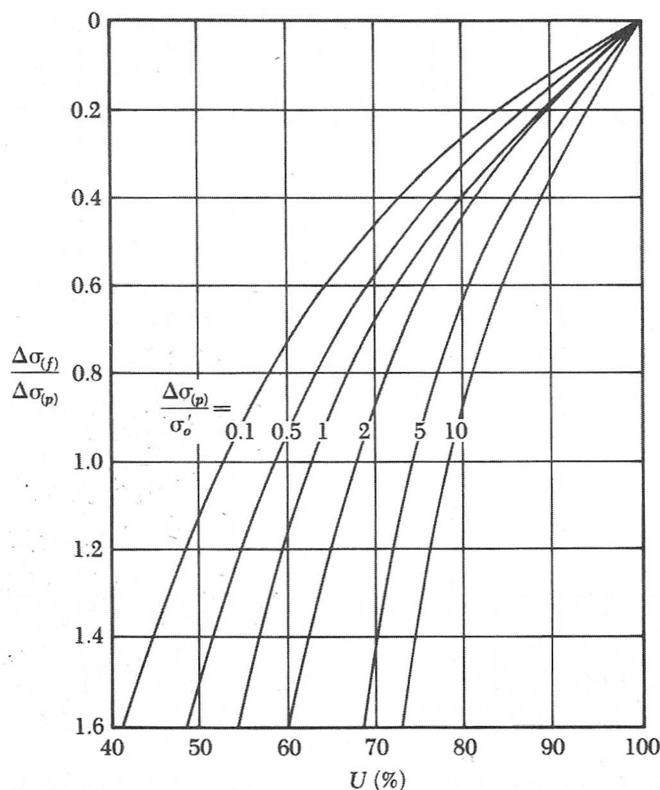


FIGURA 6.25 Gráfica de $\Delta\sigma_{(f)}/\Delta\sigma_{(p)}$ *versus* U para varios valores de $\Delta\sigma_{(p)}/\Delta\sigma'_o$; ecuación (6.51).

La figura 6.25 da magnitudes de U para varias combinaciones de $\Delta\sigma_{(p)}/\sigma'_o$ y $\Delta\sigma_{(f)}/\Delta\sigma_{(p)}$. El grado de consolidación considerado en la ecuación (6.51) es realmente el grado de consolidación promedio en el tiempo t_2, como muestra la figura 6.24. Sin embargo, si se usa el grado de consolidación promedio para determinar el tiempo t_2, surgirán algunos problemas de construcción. La razón es que, después del retiro de la sobrecarga y la colocación de la carga estructural, la porción de arcilla cercana a la superficie de drenaje continuará expandiéndose y el suelo cercano al plano medio continuará asentándose (figura 6.26). En algunos casos resultará un asentamiento neto continuo. Un enfoque conservador resuelve este problema; suponga que U en la ecuación (6.51) es el grado de consolidación del plano medio (Johnson, 1970). Ahora, de la ecuación (6.38), tenemos

$$U = f(T_v) \tag{6.52}$$

donde T_v = factor de tiempo = $c_v t_2 / H_{dr}^2$
c_v = coeficiente de consolidación
t_2 = tiempo
H_{dr} = trayectoria máxima de drenaje ($H/2$ para drenaje en dos direcciones y H para drenaje en una dirección)

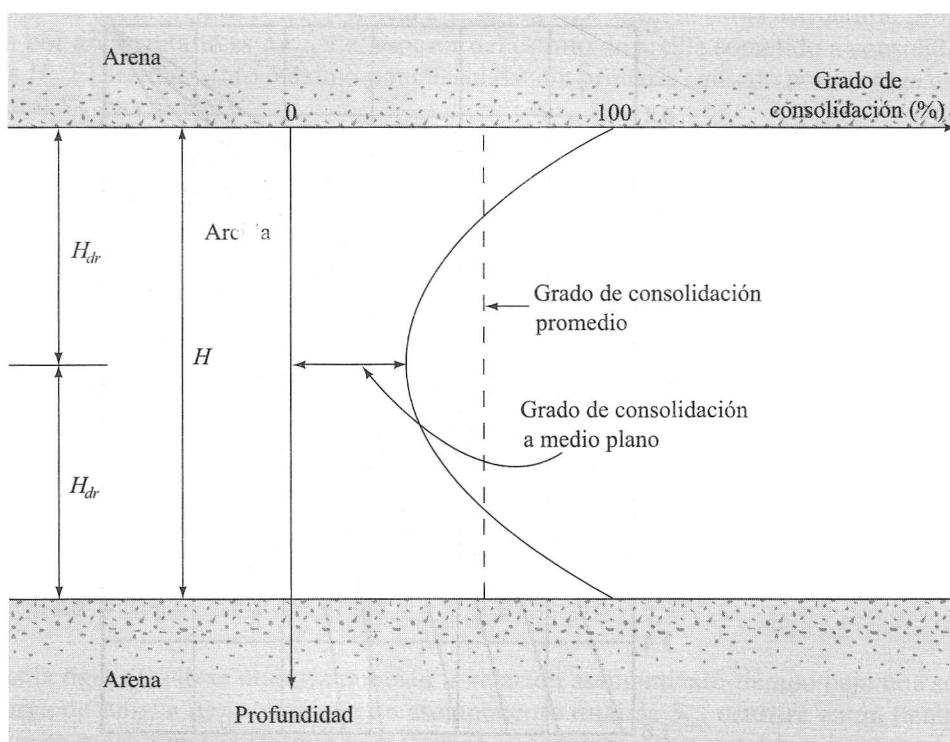


FIGURA 6.26 Distinción entre grado de consolidación promedio y grado de consolidación a medio plano.

La variación de U (grado de consolidación en el plano medio) con T_v se muestra en la figura 6.27.

Procedimiento para obtener los parámetros de precompresión

Los ingenieros pueden encontrar dos problemas durante el trabajo de precompresión en el campo:

1. El valor de $\Delta\sigma_{(f)}$ es conocido, pero t_2 debe obtenerse. En tal caso, obtenga σ'_o y $\Delta\sigma_{(p)}$ y despeje U usando la ecuación (6.51) o la figura 6.25. Para este valor de U, obtenga T_v de la figura 6.27. Entonces

$$t_2 = \frac{T_v H_{dr}^2}{c_v} \tag{6.53}$$

2. Para un valor especificado de t_2, debe obtenerse $\Delta\sigma_{(f)}$. En tal caso, calcule T_v. Refiérase a la figura 6.27 para obtener el grado de consolidación U a medio

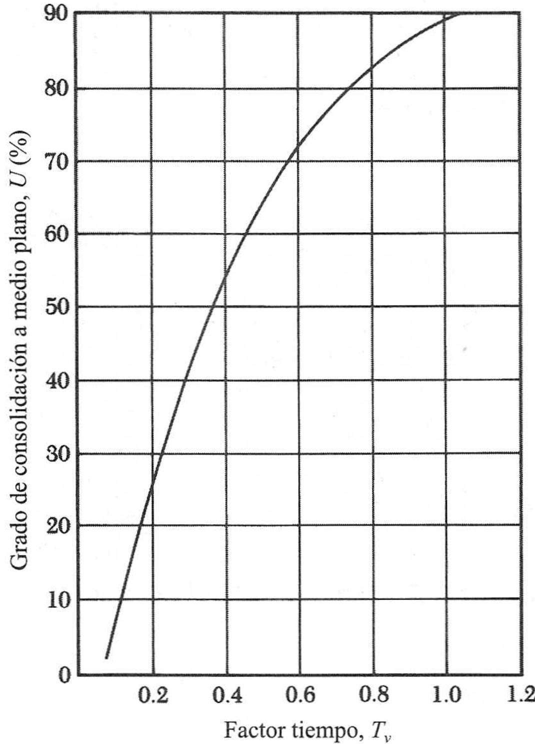


FIGURA 6.27 Gráfica del grado de consolidación a medio plano *versus* T_v.

plano. Con el valor estimado de U, entre a la figura 6.25 para encontrar el $\Delta\sigma_{(f)}/\Delta\sigma_{(p)}$ requerido y luego calcule $\Delta\sigma_{(f)}$.

EJEMPLO 6.13

Refiérase a la figura 6.24. Durante la construcción de un puente carretero, la carga promedio permanente sobre el estrato de arcilla se espera que crezca aproximadamente 115 kN/m^2. La presión de sobrecarga efectiva promedio, en medio del estrato de arcilla, es de 210 kN/m^2. Aquí, $H = 6$ m, $C_c = 0.28$, $e_0 = 0.9$ y $c_v = 0.36$ m^2/mes. La arcilla está normalmente consolidada.

a. Determine el asentamiento total por consolidación primaria del puente sin precompresión.

b. ¿Cuál es la sobrecarga $\Delta\sigma_{(f)}$ necesaria para eliminar por precompresión el asentamiento total por consolidación primaria en 9 meses?

Solución

Parte a El asentamiento total por consolidación primaria se calcula con la ecuación (6.48):

$$S_{(p)} = \frac{C_c H}{1 + e_0} \log \left[\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma_{(p)}}{\sigma'_o} \right] = \frac{(0.28)(6)}{1 + 0.9} \log \left[\frac{210 + 115}{210} \right]$$

$$= 0.1677 \text{ m} = \mathbf{167.7 \text{ mm}}$$

Parte b

$$T_v = \frac{c_v t_2}{H_{dr}^2}$$

$$c_v = 0.36 \text{ m}^2/\text{mes}$$

$$H_{dr} = 3 \text{ m (drenaje en dos direcciones)}$$

$$t_2 = 9 \text{ mes}$$

Por consiguiente,

$$T_v = \frac{(0.36)(9)}{3^2} = 0.36$$

De acuerdo con la figura 6.27, para $T_v = 0.36$, el valor de U es 47%.

$$\Delta\sigma_{(p)} = 115 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma'_o = 210 \text{ kN/m}^2$$

Ahora

$$\frac{\Delta\sigma_{(p)}}{\sigma'_o} = \frac{115}{210} = 0.548$$

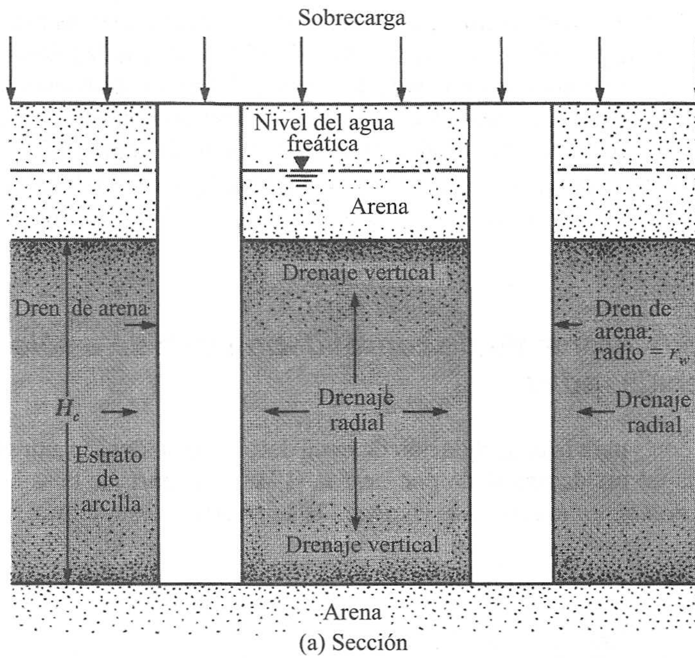
De acuerdo con la figura 6.25, para $U = 47\%$ y $\Delta\sigma_{(p)}/\sigma'_o = 0.548$, $\Delta\sigma_{(f)}/\Delta\sigma_{(p)} \approx 1.8$. Por tanto,

$$\Delta\sigma_{(f)} = (1.8)(115) = \mathbf{207 \text{ kN/m}^2}$$ ■

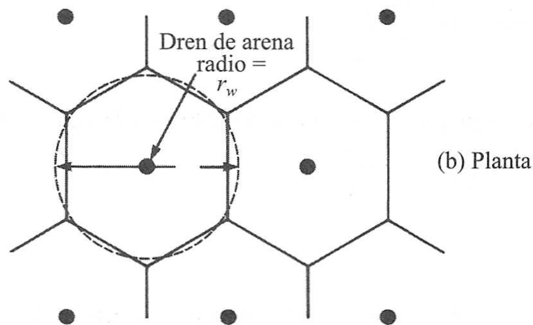
6.14 Drenes de arena

El uso de *drenes de arena* es otra manera de acelerar el asentamiento por consolidación de estratos de arcilla blanda normalmente consolidados y alcanzar una precompresión antes de la construcción de la cimentación. Los drenes de arena se construyen perforando agujeros a través de los estratos de arcilla en el campo a intervalos regulares. Los agujeros son rellenados con arena altamente permeable (ver la figura 6.28a) y luego se aplica una sobrecarga en la superficie del terreno. Esta sobrecarga incrementa la presión de poro del agua en la arcilla. El exceso de la presión de poro en la arcilla será disipada por el drenaje, tanto vertical como radialmente a los drenes de arena, lo que acelerará el asentamiento de los estratos de arcilla.

Note que el radio de los drenes de arena es r_w (figura 6.28a). La figura 6.28b también muestra la planta del arreglo de los drenes de arena. La zona efectiva desde la cual el drenaje radial estará dirigido hacia un dren de arena dado, es aproximadamente cilíndrica, con diámetro d_e.



(a) Sección



(b) Planta

FIGURA 6.28 Drenes de arena.

Para determinar la sobrecarga que tiene que aplicarse a la superficie del terreno y el tiempo que debe ser mantenida, refiérase a la figura 6.24 y use la ecuación correspondiente, (6.51):

$$U_{v,r} = \frac{\log\left[1 + \dfrac{\Delta\sigma_{(p)}}{\sigma'_o}\right]}{\log\left\{1 + \dfrac{\Delta\sigma_{(p)}}{\sigma'_o}\left[1 + \dfrac{\Delta\sigma_{(f)}}{\Delta\sigma_{(p)}}\right]\right\}} \tag{6.54}$$

Las notaciones $\Delta\sigma_{(p)}$, σ'_o y $\Delta\sigma_{(f)}$ son las mismas que las usadas en la ecuación (6.51). Sin embargo, a diferencia de la ecuación (6.51), el lado izquierdo de la ecuación (6.54) es el *grado promedio* de consolidación en vez del grado de consolidación en el plano medio. Ambos drenajes, el *radial* y el *vertical* contribuyen al grado promedio de consolidación. Si $U_{v,r}$ se determina para cualquier tiempo t_2 (ver la figura 6.24b), entonces la sobrecarga total $\Delta\sigma_{(f)} + \Delta\sigma_{(p)}$ se obtiene fácilmente de la figura 6.25. El procedimiento para determinar el grado promedio de consolidación ($U_{v,r}$) se da en las siguientes secciones.

Grado promedio de consolidación debido a sólo drenaje radial

La teoría para la consolidación de igual deformación debido a drenaje radial solamente (sin traslape) fue desarrollada por Barron (1948). La teoría se basa en la suposición de que *no hay drenaje en la dirección vertical.* De acuerdo con esta teoría,

$$U_r = 1 - \exp\left(\frac{-8T_r}{m}\right) \tag{6.55}$$

donde U_r = grado promedio de consolidación debido a drenaje radial solamente

$$m = \left(\frac{n^2}{n^2-1}\right)\ln(n) - \frac{3n^2-1}{4n^2} \tag{6.56}$$

$$n = \frac{d_e}{2r_w} \tag{6.57}$$

T_r = factor de tiempo adimensional para sólo drenaje radial

$$= \frac{c_{vr}t_2}{d_e^2} \tag{6.58}$$

c_{vr} = coeficiente de consolidación para drenaje radial

$$= \frac{k_h}{\left[\dfrac{\Delta e}{\Delta\sigma'(1+e_{prom})}\right]\gamma_w} \tag{6.59}$$

Note que la ecuación (6.59) es similar a la (6.34). En la ecuación (6.34), k es la permeabilidad en la dirección vertical de la capa de arcilla. En la ecuación (6.59), k es reemplazada por k_h, la permeabilidad para flujo en dirección horizontal. En algunos casos, k_h se supone igual a k; sin embargo, para suelos como la arcilla lacustre estratificada $k_h > k$. La tabla 6.4 da la variación de U_r con T_r para varios valores de n.

Tabla 6.4 Solución para drenaje radial

Grado de consolidación, U_r (%)	Factor de tiempo, T_r, para valores de n				
	5	10	15	20	25
0	0	0	0	0	0
1	0.0012	0.0020	0.0025	0.0028	0.0031
2	0.0024	0.0040	0.0050	0.0057	0.0063
3	0.0036	0.0060	0.0075	0.0086	0.0094
4	0.0048	0.0081	0.0101	0.0115	0.0126
5	0.0060	0.0101	0.0126	0.0145	0.0159
6	0.0072	0.0122	0.0153	0.0174	0.0191
7	0.0085	0.0143	0.0179	0.0205	0.0225
8	0.0098	0.0165	0.0206	0.0235	0.0258
9	0.0110	0.0186	0.0232	0.0266	0.0292
10	0.0123	0.0208	0.0260	0.0297	0.0326
11	0.0136	0.0230	0.0287	0.0328	0.0360
12	0.0150	0.0252	0.0315	0.0360	0.0395
13	0.0163	0.0275	0.0343	0.0392	0.0431
14	0.0177	0.0298	0.0372	0.0425	0.0467
15	0.0190	0.0321	0.0401	0.0458	0.0503
16	0.0204	0.0344	0.0430	0.0491	0.0539
17	0.0218	0.0368	0.0459	0.0525	0.0576
18	0.0232	0.0392	0.0489	0.0559	0.0614
19	0.0247	0.0416	0.0519	0.0594	0.0652
20	0.0261	0.0440	0.0550	0.0629	0.0690
21	0.0276	0.0465	0.0581	0.0664	0.0729
22	0.0291	0.0490	0.0612	0.0700	0.0769
23	0.0306	0.0516	0.0644	0.0736	0.0808
24	0.0321	0.0541	0.0676	0.0773	0.0849
25	0.0337	0.0568	0.0709	0.0811	0.0890
26	0.0353	0.0594	0.0742	0.0848	0.0931
27	0.0368	0.0621	0.0776	0.0887	0.0973
28	0.0385	0.0648	0.0810	0.0926	0.1016
29	0.0401	0.0676	0.0844	0.0965	0.1059
30	0.0418	0.0704	0.0879	0.1005	0.1103
31	0.0434	0.0732	0.0914	0.1045	0.1148
32	0.0452	0.0761	0.0950	0.1087	0.1193
33	0.0469	0.0790	0.0987	0.1128	0.1239
34	0.0486	0.0820	0.1024	0.1171	0.1285
35	0.0504	0.0850	0.1062	0.1214	0.1332
36	0.0522	0.0881	0.1100	0.1257	0.1380
37	0.0541	0.0912	0.1139	0.1302	0.1429
38	0.0560	0.0943	0.1178	0.1347	0.1479
39	0.0579	0.0975	0.1218	0.1393	0.1529
40	0.0598	0.1008	0.1259	0.1439	0.1580
41	0.0618	0.1041	0.1300	0.1487	0.1632
42	0.0638	0.1075	0.1342	0.1535	0.1685
43	0.0658	0.1109	0.1385	0.1584	0.1739

Tabla 6.4 (Continuación)

Grado de consolidación, U_r (%)	Factor de tiempo, T_r, para valores de n				
	5	10	15	20	25
44	0.0679	0.1144	0.1429	0.1634	0.1793
45	0.0700	0.1180	0.1473	0.1684	0.1849
46	0.0721	0.1216	0.1518	0.1736	0.1906
47	0.0743	0.1253	0.1564	0.1789	0.1964
48	0.0766	0.1290	0.1611	0.1842	0.2023
49	0.0788	0.1329	0.1659	0.1897	0.2083
50	0.0811	0.1368	0.1708	0.1953	0.2144
51	0.0835	0.1407	0.1758	0.2020	0.2206
52	0.0859	0.1448	0.1809	0.2068	0.2270
53	0.0884	0.1490	0.1860	0.2127	0.2335
54	0.0909	0.1532	0.1913	0.2188	0.2402
55	0.0935	0.1575	0.1968	0.2250	0.2470
56	0.0961	0.1620	0.2023	0.2313	0.2539
57	0.0988	0.1665	0.2080	0.2378	0.2610
58	0.1016	0.1712	0.2138	0.2444	0.2683
59	0.1044	0.1759	0.2197	0.2512	0.2758
60	0.1073	0.1808	0.2258	0.2582	0.2834
61	0.1102	0.1858	0.2320	0.2653	0.2912
62	0.1133	0.1909	0.2384	0.2726	0.2993
63	0.1164	0.1962	0.2450	0.2801	0.3075
64	0.1196	0.2016	0.2517	0.2878	0.3160
65	0.1229	0.2071	0.2587	0.2958	0.3247
66	0.1263	0.2128	0.2658	0.3039	0.3337
67	0.1298	0.2187	0.2732	0.3124	0.3429
68	0.1334	0.2248	0.2808	0.3210	0.3524
69	0.1371	0.2311	0.2886	0.3300	0.3623
70	0.1409	0.2375	0.2967	0.3392	0.3724
71	0.1449	0.2442	0.3050	0.3488	0.3829
72	0.1490	0.2512	0.3134	0.3586	0.3937
73	0.1533	0.2583	0.3226	0.3689	0.4050
74	0.1577	0.2658	0.3319	0.3795	0.4167
75	0.1623	0.2735	0.3416	0.3906	0.4288
76	0.1671	0.2816	0.3517	0.4021	0.4414
77	0.1720	0.2900	0.3621	0.4141	0.4546
78	0.1773	0.2988	0.3731	0.4266	0.4683
79	0.1827	0.3079	0.3846	0.4397	0.4827
80	0.1884	0.3175	0.3966	0.4534	0.4978
81	0.1944	0.3277	0.4090	0.4679	0.5137
82	0.2007	0.3383	0.4225	0.4831	0.5304
83	0.2074	0.3496	0.4366	0.4992	0.5481
84	0.2146	0.3616	0.4516	0.5163	0.5668
85	0.2221	0.3743	0.4675	0.5345	0.5868
86	0.2302	0.3879	0.4845	0.5539	0.6081
87	0.2388	0.4025	0.5027	0.5748	0.6311

Tabla 6.4 (Continuación)

Grado de consolidación, U_r (%)	Factor de tiempo, T_r, para valores de n				
	5	10	15	20	25
88	0.2482	0.4183	0.5225	0.5974	0.6558
89	0.2584	0.4355	0.5439	0.6219	0.6827
90	0.2696	0.4543	0.5674	0.6487	0.7122
91	0.2819	0.4751	0.5933	0.6784	0.7448
92	0.2957	0.4983	0.6224	0.7116	0.7812
93	0.3113	0.5247	0.6553	0.7492	0.8225
94	0.3293	0.5551	0.6932	0.7927	0.8702
95	0.3507	0.5910	0.7382	0.8440	0.9266
96	0.3768	0.6351	0.7932	0.9069	0.9956
97	0.4105	0.6918	0.8640	0.9879	1.0846
98	0.4580	0.7718	0.9640	1.1022	1.2100
99	0.5391	0.9086	1.1347	1.2974	1.4244

Grado promedio de consolidación debido únicamente a drenaje vertical

El grado promedio de consolidación debido únicamente a drenaje vertical se obtiene con las ecuaciones (6.39) y (6.40), o la tabla 6.2:

$$T_v = \frac{\pi}{4}\left[\frac{U_v\%}{100}\right] \quad \text{para } U_v = 0\% \text{ a } 60\% \tag{6.60}$$

y

$$T_v = 1.781 - 0.933\ \log(100 - U_v\%) \quad \text{para } U_v > 60\%$$

donde U_v = grado promedio de consolidación debido solamente a drenaje vertical

$$T_v = \frac{c_v t_2}{H_{dr}^2} \tag{6.61}$$

c_v = coeficiente de consolidación para drenaje vertical

Grado promedio de consolidación debido a drenaje vertical y radial

Para una sobrecarga y duración t_2 dados, el grado promedio de consolidación debido a drenaje en las direcciones vertical y radial es

$$U_{v,r} = 1 - (1 - U_r)(1 - U_v) \tag{6.62}$$

Drenes de franjas

El *dren de franjas* fue desarrollado recientemente como una alternativa al dren de arena para inducir el drenaje vertical en depósitos de arcilla saturada. Los drenes de franjas

parecen ser mejores, más rápidos y más económicos. Consisten esencialmente en franjas de papel o plástico que se mantienen en un tubo largo. El tubo se clava en el depósito de arcilla blanda y luego se retira, dejando atrás a las franjas, las cuales actúan como drenes verticales e inducen una rápida consolidación. Los drenes de franjas se colocan a las separaciones deseadas igual que los drenes de arena. La principal ventaja de los drenes de franjas sobre los de arena es que no requieren perforación y la instalación es entonces mucho más rápida.

EJEMPLO 6.14

Resuelva el ejemplo 6.13 con la adición de algunos drenes de arena. Suponga que $r_w = 0.1$ m, $d_e = 3$ m y $c_v = c_{vr}$.

Solución

Parte a El asentamiento total por consolidación primaria será igual que antes de **166.7 mm.**

Parte b Del ejemplo 6.13, $T_v = 0.36$. El valor de U_v de la tabla 6.2 es aproximadamente de 67%. De la ecuación (6.57), tenemos

$$n = \frac{d_e}{2r_w} = \frac{3}{2 \times 0.1} = 15$$

De nuevo,

$$T_r = \frac{c_{vr}t_2}{d_e^2} = \frac{(0.36)(9)}{(3)^2} = 0.36$$

De la tabla 6.4 para $n = 15$ y $T_r = 0.36$, el valor de U_r es aproximadamente de 77%. Por consiguiente,

$$U_{v,r} = 1 - (1 - U_v)(1 - U_r) = 1 - (1 - 0.67)(1 - 0.77)$$
$$= 0.924 = 92.4\%$$

Ahora, de la figura 6.24 para $\Delta\sigma_{(p)}/\sigma'_o = 0.548$ y $U_{v,r} = 92.4\%$, el valor de $\Delta\sigma_{(f)}/\Delta\sigma_{(p)} \approx 0.12$. Por consiguiente, tenemos

$$\Delta\sigma_{(f)} = (115)(0.12) = \mathbf{13.8\ kN/m^2}$$

■

Problemas

6.1 La figura 6.29 muestra el perfil de un suelo. La carga uniformemente distribuida sobre la superficie del terreno es $\Delta\sigma$. Estime el asentamiento primario del estrato de arcilla, considerando los siguientes valores:

$H_1 = 1.5$ m, $H_2 = 2$m, $H_3 = 2.5$ m

Arena: $e = 0.62$, $G_s = 2.62$

Arcilla: $e = 0.98$, $G_s = 2.75$, $LL = 50$

$\Delta\sigma = 110$ kN/m²

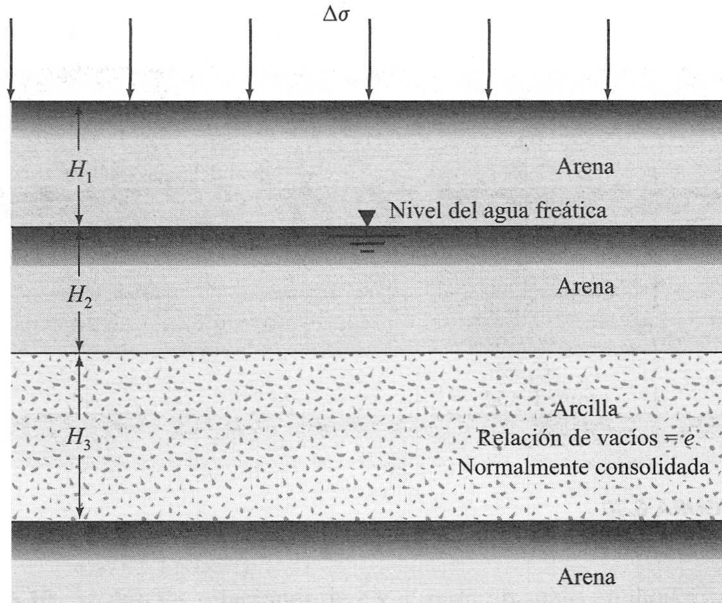


FIGURA 6.29

6.2 Resuelva el problema 6.1 con los siguientes valores:

$H_1 = 1.5$ m, $H_2 = 2$ m, $H_3 = 2$ m

Arena: $e = 0.55$, $G_s = 2.67$

Arcilla: $e = 1.1$, $G_s = 2.73$, $LL = 45$

$\Delta\sigma = 120$ kN/m^2

6.3 Resuelva el problema 6.1 con los siguientes datos:

$\Delta\sigma = 87$ kN/m^2

$H_1 = 1$ m, $H_2 = 3$ m, $H_3 = 3.2$ m

Arena: $\gamma_{seca} = 14.6$ kN/m^3, $\gamma_{sat} = 17.3$ kN/m^3

Arcilla: $\gamma_{sat} = 19.3$ kN/m^3, $LL = 38$, $e = 0.75$

6.4 Si el estrato de arcilla en el problema 6.3 está preconsolidado y la presión promedio de preconsolidación es de 80 kN/m^2, ¿cuál será el asentamiento esperado por consolidación primaria si $C_s = \frac{1}{5}C_c$?

6.5 En la figura 6.30 se muestra el perfil de un suelo. La presión promedio de preconsolidación de la arcilla es de 170 kN/m^2. Estime el asentamiento por consolidación primaria que tendrá lugar como resultado de una sobrecarga de 110 kN/m^2 si $C_s = \frac{1}{6}C_c$.

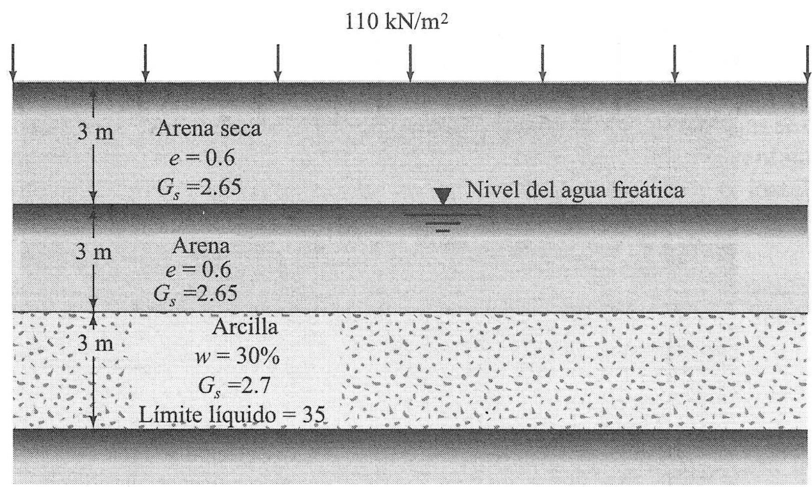


FIGURA 6.30

6.6 Los resultados de una prueba de consolidación en laboratorio en un espécimen de arcilla se dan en la tabla.

Presión σ' (kN/m^2)	Altura total del espécimen al final de la consolidación (mm)
25	17.65
50	17.40
100	17.03
200	16.56
400	16.15
800	15.88

Altura inicial del espécimen = 19 mm, $G_s = 2.68$, masa del espécimen seco = 95.2 g y área del espécimen = 31.68 cm^2.

a. Dibuje la gráfica e-log σ'.

b. Determine la presión de preconsolidación.

c. Determine el índice de compresión C_c.

6.7 Los siguientes son los resultados de una prueba de consolidación:

e	Presión, σ' (kN/m^2)
1.1	25
1.085	50
1.055	100
1.01	200
0.94	400
0.79	800
0.63	1600

a. Dibuje la curva e-log σ'.
b. Usando el método de Casagrande, determine la presión de preconsolidación.
c. Calcule el índice de compresión C_c.

6.8 Las coordenadas de dos puntos sobre una curva de compresión virgen son:

$\sigma'_1 = 190$ kN/m² $\qquad e_1 = 1.75$

$\sigma'_2 = 385$ kN/m² $\qquad e_2 = 1.49$

Determine la relación de vacíos que corresponde a una presión efectiva de 600 kN/m².

6.9 Se dan los siguientes datos de consolidación de laboratorio para un espécimen de arcilla inalterada:

$\sigma'_1 = 95$ kN/m² $\qquad e_1 = 1.1$

$\sigma'_2 = 475$ kN/m² $\qquad e_2 = 0.9$

¿Cuál será la relación de vacíos para una presión efectiva de 600 kN/m²? (*Nota:* $\sigma'_c < 95$ kN/m².)

6.10 Se dan las relaciones de e y σ' para un suelo arcilloso:

e	σ' (kN/m²)
1.0	20
0.97	50
0.85	180
0.75	320

Para este suelo arcilloso en el campo, se dan los siguientes valores: $H = 2.5$ m, $\sigma'_o = 60$ kN/m² y $\sigma'_o + \Delta\sigma' = 210$ kN/m². Calcule el asentamiento esperado causado por consolidación primaria.

6.11 Considere la curva de compresión virgen descrita en el problema 6.8.
a. Encuentre el coeficiente de compresibilidad de volumen para el rango de presiones dado.
b. Si el coeficiente de consolidación para el rango de presiones es 0.0023 cm²/s, encuentre la permeabilidad en (cm/s) de la arcilla correspondiente a la relación promedio de vacíos.

6.12 Refiérase al problema 6.1. Si $c_v = 0.003$ cm²/s, ¿cuánto tiempo pasará para que ocurra el 50% de consolidación primaria?

6.13 Refiérase al problema 6.2. Si $c_v = 2.62 \times 10^{-6}$ m²/min, ¿cuánto tiempo pasará para que ocurra el 65% de consolidación primaria?

6.14 Pruebas de laboratorio sobre un espécimen de arcilla de 25 mm de espesor, drenado arriba y abajo, muestran que el 50% de consolidación tiene lugar en 8.5 minutos.
a. ¿Cuánto tiempo le tomará a una capa similar de arcilla en el campo de 3.2 m de espesor y drenada sólo por arriba, alcanzar 50% de consolidación?
b. Encuentre el tiempo requerido para que el estrato de arcilla en el campo, como se describe en (a), alcance el 65% de consolidación.

6.15 Un estrato de 3 m de espesor (drenada en dos direcciones) de arcilla saturada y bajo una sobrecarga, exhibió 90% de consolidación primaria en 75 días. Encuentre el coeficiente de consolidación de la arcilla para el rango de presión.

6.16 Para un espécimen de 30 mm de espesor de la arcilla inalterado, descrita en el problema 6.15, ¿cuánto tiempo tendrá que pasar para que éste muestre un 90% de consolidación en el laboratorio para un rango similar de presión de consolidación? Considere para el espécimen de prueba de laboratorio un drenaje en dos direcciones.

6.17 Un estrato de arcilla normalmente consolidada tiene 5 m de espesor (drenaje en una dirección). De la aplicación de una presión dada, el asentamiento total anticipado por consolidación primaria será de 160 mm.

a. ¿Cuál es el grado promedio de consolidación para la capa de arcilla cuando el asentamiento es de 50 mm?

b. Si el valor promedio de c_v para el rango de presión es de 0.003 cm^2/s, ¿en cuánto tiempo ocurrirá el 50% de asentamiento?

c. ¿En cuánto tiempo ocurrirá el 50% de consolidación si la capa de arcilla es drenada en su parte superior e inferior?

6.18 En pruebas de consolidación en laboratorio en un espécimen de arcilla (drenado por ambos lados), se obtuvieron los siguientes resultados:

espesor de la capa de arcilla = 25 mm

$\sigma'_1 = 50$ kN/m^2 $\qquad e_1 = 0.75$

$\sigma'_2 = 100$ kN/m^2 $\qquad e_2 = 0.61$

tiempo para 50% de consolidación (t_{50}) = 3.1 minutos

Determine la permeabilidad de la arcilla para el rango de carga.

6.19 En la figura 6.31 se muestra una zapata continua. Encuentre los esfuerzos verticales en *A, B* y *C* causados por la carga tomada por la zapata.

6.20 Use la ecuación (6.43) para calcular el asentamiento de la zapata descrita en el problema 6.19 por la consolidación del estrato de arcilla si

Arena: $e = 0.6$, $G_s = 2.65$; el grado de saturación de la arena arriba del nivel del agua freática es 30%

Arcilla: $e = 0.85$, $G_s = 2.75$, $LL = 45$; la arcilla está normalmente consolidada.

6.21 Refiérase a la figura 6.24. Para la construcción de un aeropuerto se requiere una gran operación de relleno. Para el trabajo, la carga promedio permanente $\Delta\sigma_{(p)}$ sobre el estrato de arcilla se incrementará aproximadamente 70 kN/m^2. La presión de sobrecarga promedio efectiva sobre el estrato de arcilla antes de la operación de relleno es de 95 kN/m^2. Para el estrato de arcilla, que está normalmente consolidada y drenada arriba y abajo, $H = 5$ m, $C_c = 0.24$, $e_0 = 0.81$ y $c_v = 0.44$ m^2/mes.

a. Determine el asentamiento por consolidación primaria del estrato de arcilla causada por la carga permanente adicional $\Delta\sigma_{(p)}$.

b. ¿Qué tiempo se requiere para que ocurra el asentamiento por 90% de consolidación primaria bajo sólo la carga permanente adicional?

c. ¿Qué sobrecarga temporal $\Delta\sigma_{(f)}$ se requiere para eliminar el asentamiento total por consolidación primaria en 6 meses por el procedimiento de precompresión?

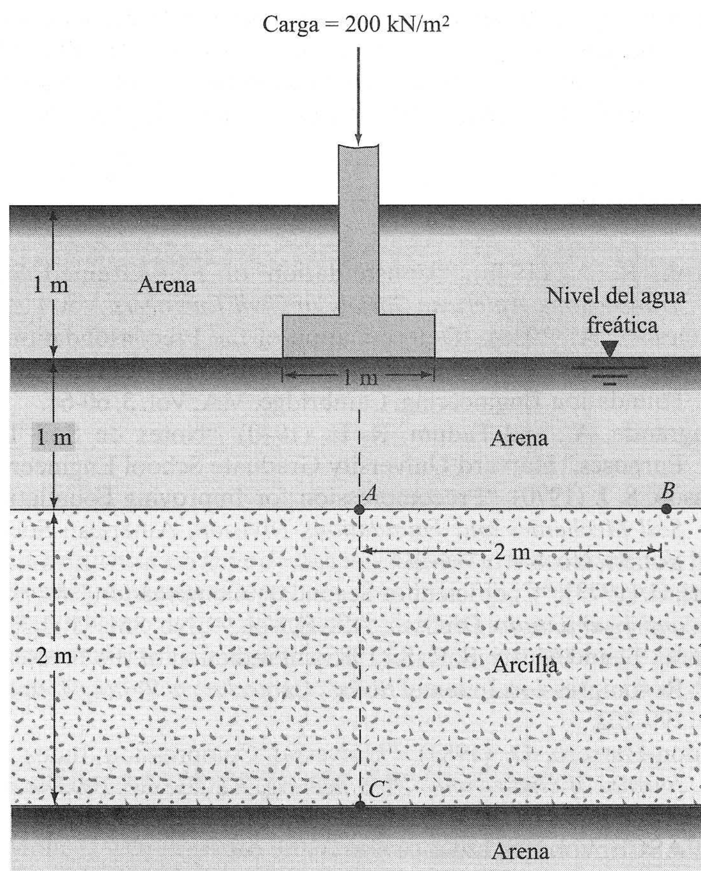


FIGURA 6.31

6.22 Resuelva la parte (c) del problema 6.21 para un tiempo de eliminación del asentamiento por consolidación primaria de 7 meses.

6.23 Resuelva el problema 6.21 con $\Delta\sigma_{(p)} = 30$ kN/m², la presión promedio efectiva de sobrecarga sobre el estrato de arcilla = 50 kN/m², $H = 5$ m, $C_c = 0.3$, $e_0 = 1.0$ y $c_v = 9.7 \times 10^{-2}$ cm²/min.

6.24 El diagrama de un dren de arena se muestra en la figura 6.28. Si $r_w = 0.25$ m, $d_e = 4$ m, $c_v = c_{vr} = 0.28$ m²/mes y $H = 8.4$ m, determine el grado de consolidación causada únicamente por el dren de arena después de 6 meses de aplicación de sobrecarga.

6.25 Estime el grado de consolidación para el estrato de arcilla descrita en el problema 6.24 que es causada por la combinación de drenaje vertical (drenado arriba y abajo) y drenaje radial después de 6 meses de la aplicación de sobrecarga.

6.26 Un estrato de arcilla de 4 m de espesor está drenada arriba y abajo. Sus características son $c_{vr} = c_v$ (para drenaje vertical)= 0.0039 m^2/día, r_w = 200 mm y d_e = 2 m. Estime el grado de consolidación del estrato de arcilla causada por la combinación de drenaje vertical y radial en t = 0.2, 0.4, 0.8 y un año.

Referencias

Barron, R. A. (1948). "Consolidation of Fine-Grained Soils by Drain Wells," *Transactions, American Society of Civil Engineers,* Vol. 113, 718-754.

Casagrande, A. (1936). "Determination of the Preconsolidation Load and Its Practical Significance," *Proceedings,* 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Cambridge, MA, Vol. 3, 60-64.

Casagrande, A., and Fadum, R. E. (1940). "Notes on Soil Testing for Engineering Purposes," Harvard University Graduate School Engineering Publication No. 8.

Johnson, S. J. (1970). "Precompression for Improving Foundation Soil," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division,* American Society of Civil Engineers, Vol. 96, No. SM1, 114-144.

Mesri, G. (1973). "Coefficient of Secondary Compression," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division,* ASCE, Vol. 99, No. SM1, 122-137.

Nagaraj, T., and Murty, B. R. S. (1985). "Prediction of the Preconsolidation Pressure and Recompression Index of Soils," *Geotechnical Testing Journal,* ASTM, Vol. 8, No. 4, 199-202.

Rendon-Herrero, O. (1983). "Universal Compression Index Equation," *Discussion, Journal of Geotechnical Engineering,* ASCE, Vol. 109, No. 10, 1349.

Schmertmann, J. H. (1953). "Undisturbed Consolidation Behavior of Clay," *Transactions,* ASCE, Vol. 120, 1201.

Taylor, D. W. (1942). "Research on Consolidation of Clays," *Serial No. 82,* Department of Civil and Sanitary Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, MA.

Terzaghi, K. (1925). *Erdbaumechanik auf Bodenphysikalischer Grundlage,* Deuticke, Vienna.

Terzaghi, K., and Peck, R. B. (1967). *Soil Mechanics in Engineering Practice,* 2nd ed., Wiley, New York.

Referencias suplementarias para estudio adicional

Legget, R. F., and Peckover, F. L. (1973). "Foundation Performance of a 100-Year-Old Bridge," *Canadian Geotechnical Journal,* Vol. 10, No. 3, 504-519.

Leonards, G. A., and Altschaeffl, A. G. (1964). "Compressibility of Clay," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division,* ASCE, Vol. 90, No. SM5, 133-156.

Leroueil, S. (1988). "Tenth Canadian Geotechnical Colloquium: Recent Developments in Consolidation of Natural Clays," *Canadian Geotechnical Journal,* Vol. 25, No. 1, 85-107.

Rendon-Herrero, O. (1980). "Universal Compression Index Equation," *Journal of the Geotechnical Engineering Division,* ASCE, Vol. 106, No. GT11, 1179-1200.

Robinson, R. G., and Allam, M. M. (1996). "Determination of Coefficient of Consolidation from Early Stage of log t Plot," *Geotechnical Testing Journal,* ASTM, Vol. 19, No. 3, 316-320.

7

Resistencia cortante del suelo

La *resistencia cortante* de una masa de suelo es la resistencia interna por área unitaria que la masa de suelo ofrece para resistir la falla y el deslizamiento a lo largo de cualquier plano dentro de él. Los ingenieros deben entender la naturaleza de la resistencia cortante para analizar los problemas de la estabilidad del suelo, tales como capacidad de carga, estabilidad de taludes y la presión lateral sobre estructuras de retención de tierras.

7.1 Criterios de falla de Mohr-Coulomb

Mohr (1900) presentó una teoría sobre la ruptura de los materiales. Esta teoría afirma que un material falla debido a una combinación crítica de esfuerzo normal y esfuerzo cortante, y no sólo por la presencia de un esfuerzo máximo normal o bien de un esfuerzo máximo cortante. Así entonces, la relación funcional entre un esfuerzo normal y un esfuerzo cortante sobre un plano de falla se expresa en la forma (figura 7.1a)

$$\tau_f = f(\sigma) \tag{7.1}$$

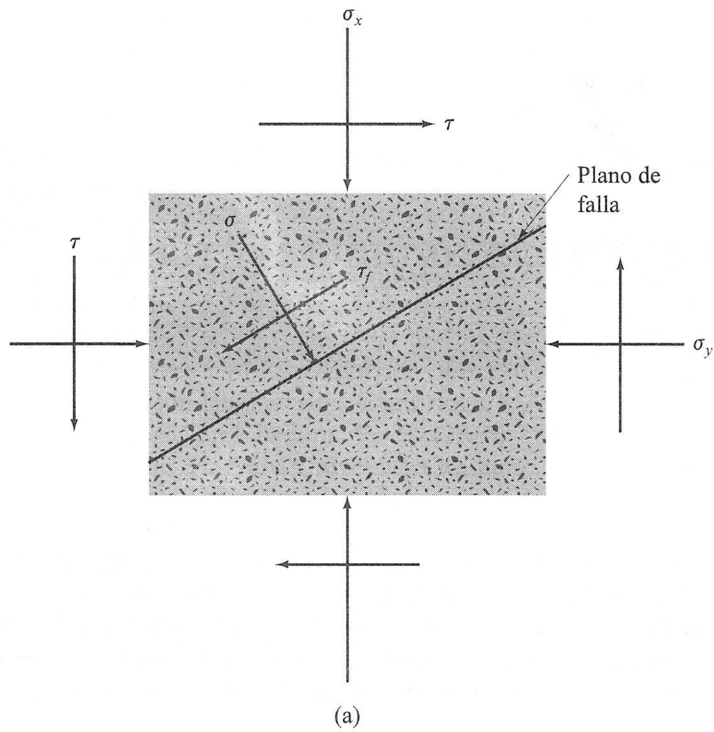
donde τ_f = esfuerzo cortante sobre el plano de falla
σ = esfuerzo normal sobre el plano de falla

La envolvente de falla definida por la ecuación (7.1) es una línea curva, como muestra la figura 7.1b. Para la mayoría de los problemas de mecánica de suelos, es suficiente aproximar el esfuerzo cortante sobre el plano de falla como una función lineal del esfuerzo normal (Coulomb, 1776). Esta relación se escribe como

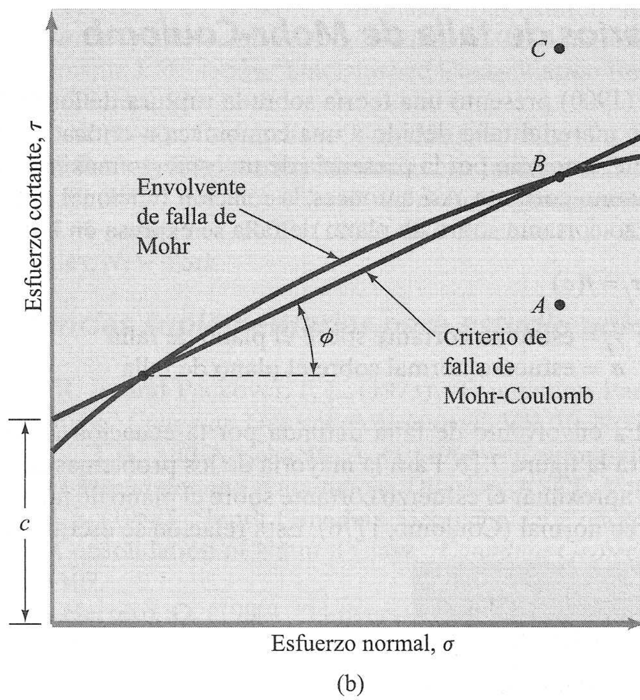
$$\tau_f = c + \sigma \tan \phi \tag{7.2}$$

donde c = cohesión
ϕ = ángulo de fricción interna

La ecuación precedente se llama *criterio de falla de Mohr-Coulomb.*



(a)



(b)

FIGURA 7.1 Envolvente de falla de Mohr y los criterios de falla de Mohr-Coulomb.

El significado de la envolvente de falla se explica como sigue: si el esfuerzo normal y el esfuerzo cortante sobre un plano en una masa de suelo son tales que son representados por el punto A en la figura 7.1b, entonces no ocurrirá una falla cortante a lo largo de ese plano. Si el esfuerzo normal y el esfuerzo cortante sobre un plano son representados por el punto B (que se encuentra sobre la envolvente de falla), entonces ocurrirá una falla cortante a lo largo de ese plano. Un estado de esfuerzo sobre un plano representado por el punto C no existe porque éste queda por arriba de la envolvente de falla y la falla cortante ya habría ocurrido en el suelo.

7.2 Inclinación del plano de falla causado por cortante

Como se establece en el criterio de falla de Mohr-Coulomb, la falla por cortante ocurrirá cuando el esfuerzo cortante sobre un plano alcanza un valor dado por la ecuación (7.2). Para determinar la inclinación del plano de falla respecto al plano principal mayor, refiérase a la figura 7.2, donde σ_1 y σ_3 son, respectivamente, los esfuerzos principales mayor y menor. El plano de falla EF forma un ángulo θ con el plano principal mayor. Para determinar el ángulo θ y la relación entre σ_1 y σ_3, refiérase a la figura 7.3, que es una gráfica del círculo de Mohr para el estado de esfuerzo mostrado en la figura 7.2. En la figura 7.3, *fgh* es la envolvente de falla definida por la relación $s = c + \sigma \tan \phi$. La línea radial *ab* define el plano principal mayor (*CD* en la figura 7.2), y la línea radial *ad* define el plano de falla (*EF* en la figura 7.2). Se muestra que $\angle bad = 2\theta = 90 + \phi$, o

$$\theta = 45 + \frac{\phi}{2} \tag{7.3}$$

De nuevo, de la figura 7.3, tenemos

$$\frac{\overline{ad}}{\overline{fa}} = \text{sen}\ \phi \tag{7.4}$$

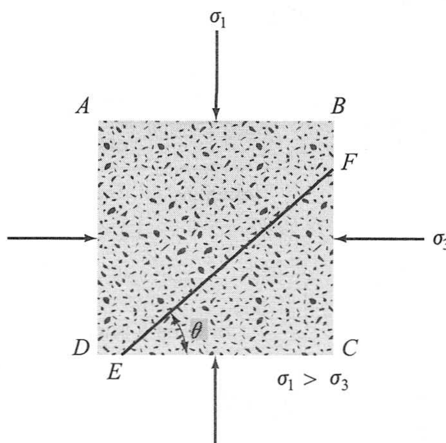


FIGURA 7.2 Inclinación del plano de falla en el suelo con respecto al plano principal mayor.

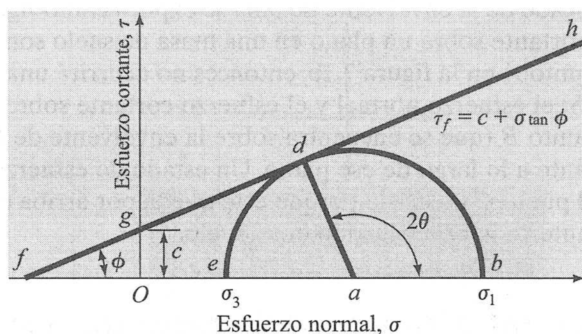


FIGURA 7.3 Círculo de Mohr y envolvente de falla.

$$\overline{fa} = fO + Oa = c \cot \phi + \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \tag{7.5}$$

También,

$$\overline{ad} \quad \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \tag{7.5b}$$

Sustituyendo las ecuaciones (7.5a) y (7.5b) en la ecuación (7.4), obtenemos

$$\operatorname{sen} \phi = \frac{\dfrac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}}{c \cot \phi + \dfrac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}}$$

o

$$\sigma_1 = \sigma_3 \left(\frac{1 + \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} \right) + 2c \left(\frac{\cos \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} \right) \tag{7.6}$$

Sin embargo,

$$\frac{1 + \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

y

$$\frac{\cos \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} = \tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

Entonces,

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) + 2c \tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \tag{7.7}$$

Esta relación es el criterio de falla de Mohr-Coulomb expresada en términos de los esfuerzos de falla.

7.3 Ley de falla por cortante en suelo saturado

En un suelo saturado, el esfuerzo normal total en un punto es la suma del esfuerzo efectivo y la presión de poro, o

$$\sigma = \sigma' + u$$

El esfuerzo efectivo σ' es tomado por los sólidos del suelo. Entonces, para aplicar la ecuación (7.2) a la mecánica del suelo tenemos que reescribirla como

$$\tau_f = c + (\sigma - u)\tan\phi = c + \sigma' \tan\phi \quad (7.8)$$

El valor de c para la arena y el limo inorgánico es 0. Para arcillas normalmente consolidadas, c se considera igual a 0. Las arcillas sobreconsolidadas tienen valores de c que son mayores que 0. El ángulo de fricción ϕ se llama a veces el *ángulo de fricción drenado.* Valores típicos de ϕ para algunos suelos granulares se dan en la tabla 7.1.

Para arcillas normalmente consolidadas, el ángulo de fricción ϕ generalmente varía entre 20° y 30°. Para arcillas preconsolidadas, la magnitud de ϕ decrece. Para arcillas naturales no cementadas, preconsolidadas con presión de preconsolidación menor que aproximadamente 1000 kN/m^2, la magnitud de c cae en el rango de 5 a 15kN/m^2.

DETERMINACIÓN EN LABORATORIO DE LOS PARÁMETROS DE LA RESISTENCIA CORTANTE

Los parámetros de la resistencia cortante de un suelo son determinados en el laboratorio principalmente con dos tipos de ensaye; la prueba de corte directo y la prueba triaxial. Los procedimientos para conducir cada una de éstas se explican con detalle en las siguientes secciones.

Tabla 7.1 Valores típicos del ángulo de fricción drenado para arenas y limos.

Tipo de suelo	**ϕ (grados)**
Arena: granos redondeados	
Suelta	27–30
Media	30–35
Densa	35–38
Arena: granos angulares	
Suelta	30–35
Media	35–40
Densa	40–45
Grava con algo de arena	34–48
Limos	26–35

7.4 Prueba de corte directo

La prueba de corte es más antigua y simple. Un diagrama del aparato para la prueba de corte directo se muestra en la figura 7.4. El equipo consiste en una caja de corte metálica en la que se coloca el espécimen. Las muestras pueden ser cuadradas o circulares. El tamaño de los especímenes generalmente usados es aproximado de 20 a 25 cm^2 transversalmente y de 25 a 30 mm de altura. La caja está cortada horizontalmente en dos partes. La fuerza normal sobre el espécimen se aplica desde la parte superior de la caja de corte. El esfuerzo normal sobre los especímenes debe ser tan grande como 1000 kN/m^2. La fuerza cortante es aplicada moviendo una mitad de la caja respecto de la otra para generar la falla en el espécimen de suelo.

Dependiendo del equipo, la prueba de corte puede ser controlada por el esfuerzo o por la deformación unitaria. En las pruebas controladas por el esfuerzo, la fuerza cortante es aplicada en incrementos iguales hasta que el espécimen falla, lo cual tiene lugar a lo largo del plano de separación de la caja de corte. Después de la aplicación de cada incremento de carga, el desplazamiento cortante de la mitad superior de la caja se mide por medio de un micrómetro horizontal. El cambio en la altura del espécimen (y por tanto el cambio de su volumen) durante la prueba se obtiene a partir de las lecturas del micrómetro que mide el movimiento vertical de la placa superior de carga.

En pruebas controladas por la deformación unitaria se aplica una razón constante de desplazamiento cortante a una mitad de la caja por medio de un motor que actúa a través de engranes. La tasa constante de desplazamiento cortante se mide con un micrómetro horizontal. La fuerza cortante resistente del suelo correspondiente a cualquier desplazamiento cortante se mide por medio de un anillo de ensaye horizontal o con una celda de carga. El cambio de volumen durante la prueba se obtiene de manera similar a

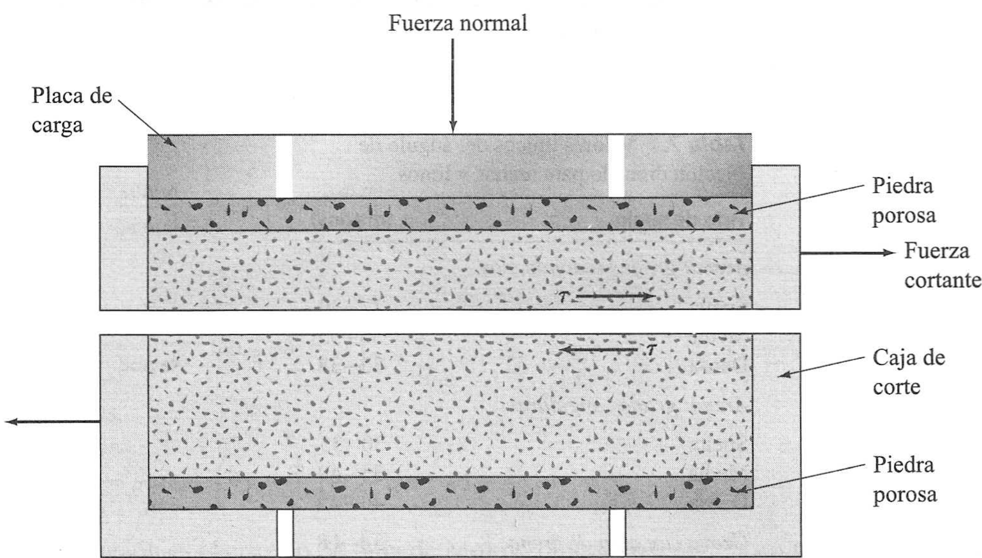


FIGURA 7.4 Diagrama del arreglo para la prueba de corte directo.

las pruebas controladas por el esfuerzo. La figura 7.5 es una fotografía del equipo de prueba de corte directo controlada por la deformación unitaria.

La ventaja de las pruebas por deformación unitaria controlada es que, en el caso de arena densa se observa y grafica la resistencia cortante pico (es decir, en la falla) así como resistencias cortantes menores (es decir, en un punto después de la falla llamado *resistencia última*). En las pruebas por esfuerzo controlado, sólo la resistencia cortante pico se observa y grafica. Note que la resistencia cortante pico en las pruebas controladas por el esfuerzo sólo es aproximada, debido a que la falla ocurre a un nivel de esfuerzo situado entre el incremento de carga de prefalla y el incremento de carga de falla. No obstante, las pruebas de esfuerzo controlado probablemente simulan mejor las situaciones reales de campo que las pruebas controladas por deformación controlada.

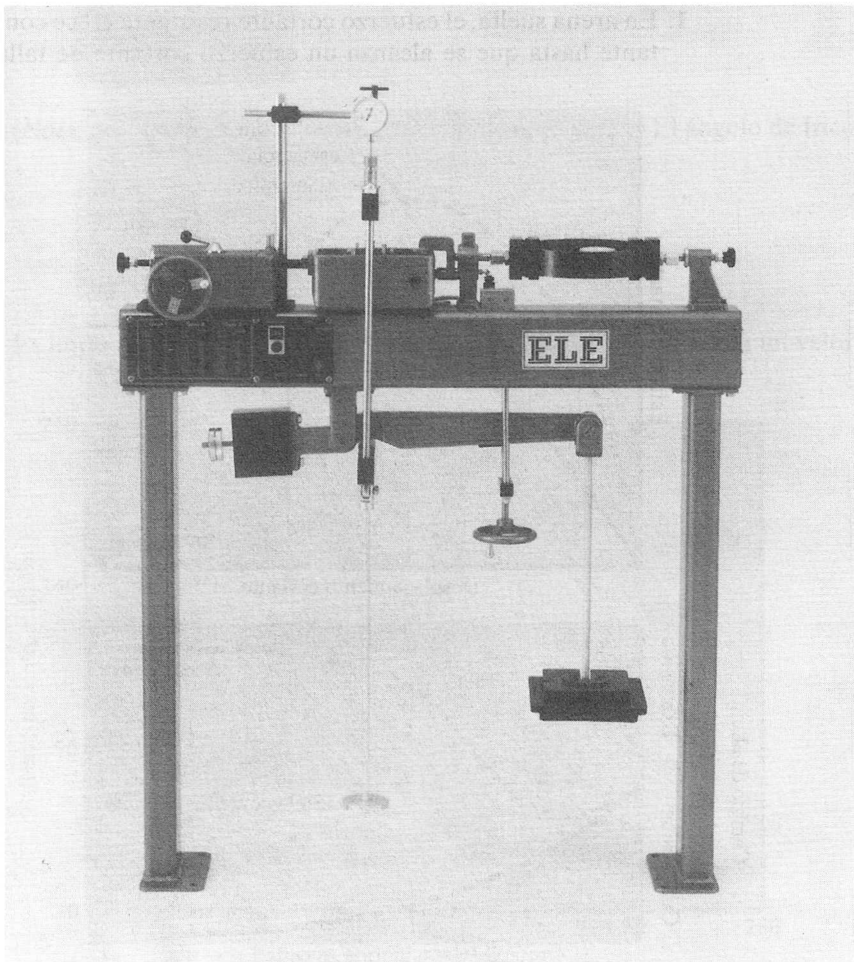


FIGURA 7.5 Equipo para la prueba de corte directo (cortesía de ELE International/Soiltest Products Division, Lake Bluff, Illinois).

Para una prueba dada, el esfuerzo normal se calcula como

$$\sigma = \sigma' = \text{esfuerzo normal} = \frac{\text{fuerza normal}}{\text{área de la sección tranversal del espécimen}} \quad (7.9)$$

El esfuerzo cortante resistente para cualquier desplazamiento cortante se calcula como

$$\tau = \text{esfuerzo cortante} = \frac{\text{fuerza cortante resistente}}{\text{área de la sección tranversal del espécimen}} \quad (7.10)$$

La figura 7.6 muestra una gráfica típica del esfuerzo de corte y el cambio en la altura del espécimen *versus* el desplazamiento cortante para arenas sueltas y densas. Esas observaciones se obtuvieron en una prueba por deformación controlada. Las generalizaciones siguientes se hacen de la figura 7.6 respecto a la variación del esfuerzo cortante resistente con el desplazamiento cortante.

1. En arena suelta, el esfuerzo cortante resistente crece con el desplazamiento cortante hasta que se alcanza un esfuerzo cortante de falla τ_f. Después de eso, la

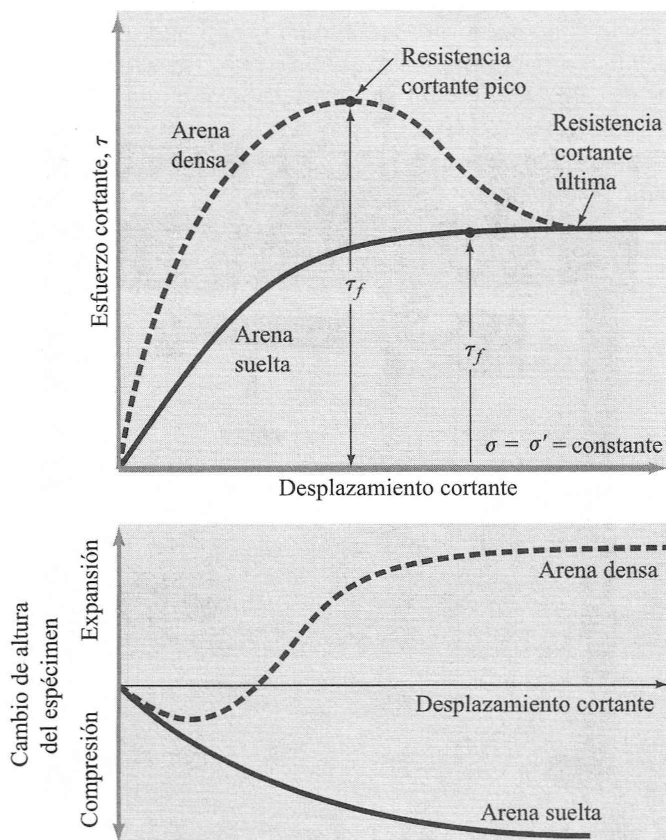


FIGURA 7.6 Gráfica del esfuerzo cortante y cambio en altura del espécimen *versus* desplazamiento cortante para arena seca, suelta y densa (prueba de corte directo).

resistencia cortante permanece aproximadamente constante con cualquier incremento adicional del desplazamiento cortante.

2. En arena densa, el esfuerzo cortante resistente crece con el desplazamiento cortante hasta que se alcanza un esfuerzo de falla τ_f, llamado *resistencia cortante pico.* Después de que se alcanza el esfuerzo de falla, el esfuerzo cortante resistente decrece gradualmente conforme crece el desplazamiento cortante hasta que alcanza finalmente un valor constante llamado la *resistencia cortante última.*

Las pruebas de corte directo se repiten en especímenes similares bajo esfuerzos normales diversos. Los esfuerzos normales y los correspondientes valores de τ_f obtenidos de varias pruebas, se trazan en una gráfica, de la cual se determinan los parámetros de resistencia al corte. La figura 7.7 muestra una gráfica tal para pruebas en arena seca. La ecuación para la línea promedio obtenida de los resultados experimentales es

$$\tau_f = \sigma' \tan \phi \tag{7.11}$$

(*Nota:* $c = 0$ para arena y $\sigma = \sigma'$; para condiciones secas.) El ángulo de fricción es entonces

$$\phi = \tan^{-1}\left(\frac{\tau_f}{\sigma'}\right) \tag{7.12}$$

Es importante notar que las arenas cementadas *in situ* muestran un valor *c*.

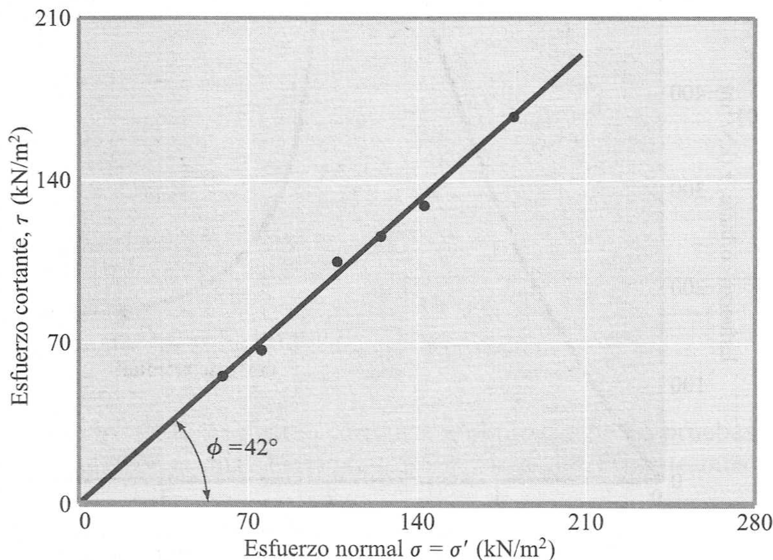


FIGURA 7.7 Determinación de los parámetros de resistencia cortante para una arena seca usando los resultados de pruebas de corte directo.

7.5 Prueba drenada de corte directo sobre arena y arcilla saturadas

La caja de corte directo que contiene el espécimen de suelo es generalmente mantenido dentro de un recipiente que se llena con agua para saturar al espécimen. Una *prueba drenada* se lleva a cabo sobre un espécimen de suelo saturado manteniendo la velocidad de carga suficientemente lenta de manera que el exceso de presión de poro del agua generada en el suelo se disipe completamente por drenaje. El agua de poro del espécimen es drenada a través de dos piedras porosas (ver la figura 7.4).

Como la permeabilidad de la arena es grande, el exceso de presión de poro del agua generada por la carga (normal y cortante) se disipa rápidamente. Por lo tanto, para una velocidad ordinaria de carga, existen esencialmente condiciones de drenaje total. El ángulo de fricción ϕ obtenido de una prueba de corte directo drenada en arena saturada será la misma que para un espécimen similar de arena seca.

La permeabilidad de la arcilla es muy pequeña comparada con la de la arena. Cuando se aplica una carga normal a un espécimen de suelo de arcilla, un periodo de tiempo suficientemente largo debe transcurrir para una consolidación plena, es decir, para la disipación del exceso de presión de poro del agua. Por esa razón, la carga cortante tiene que ser aplicada a una velocidad muy pequeña. La prueba dura de 2 a 5 días. La figura 7.8 muestra los resultados de una prueba de corte directo drenada sobre una arcilla preconsolidada; la figura 7.9 muestra la gráfica de τ_f *versus* σ' obtenida de varias pruebas de corte directo drenadas sobre una arcilla normalmente consolidada y una preconsolidada. Note que $\sigma = \sigma'$ y el valor de $c \approx 0$ para una arcilla normalmente consolidada.

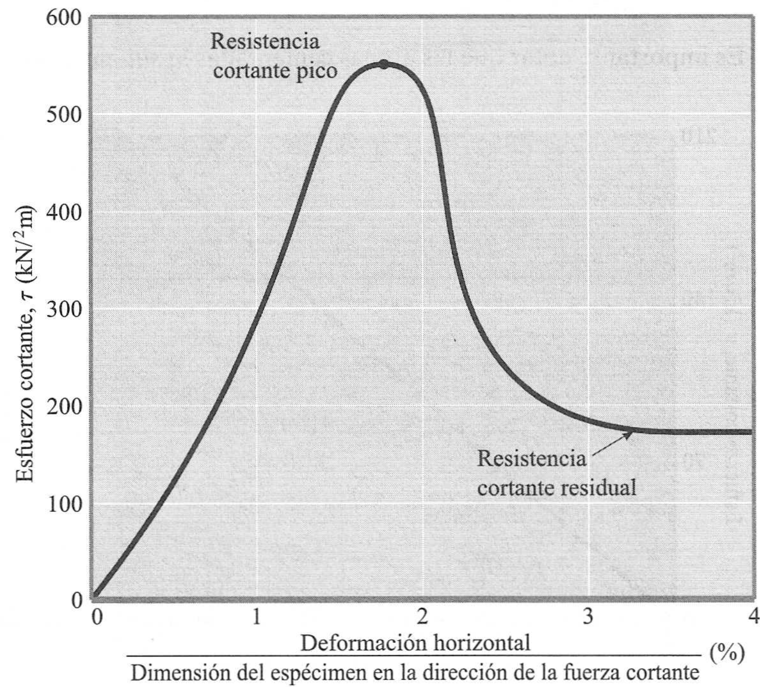


FIGURA 7.8 Resultados de una prueba de corte directo drenada sobre una arcilla preconsolidada.

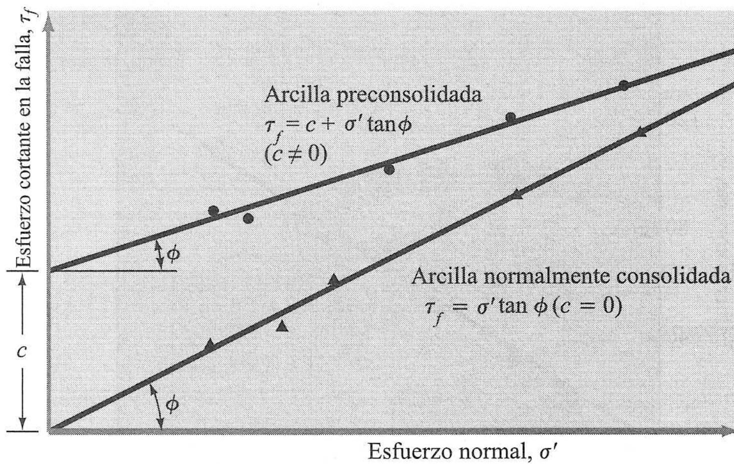


FIGURA 7.9 Envolvente de falla para arcilla obtenida de pruebas de corte directo drenadas.

EJEMPLO 7.1

Se efectuaron pruebas de corte directo en un suelo arenoso seco. El tamaño del espécimen fue de 50 mm × 50 mm × 20 mm. Los resultados de las pruebas se dan en la siguiente tabla.

Prueba no.	Fuerza normal (N)	Esfuerzo normal,* $\sigma = \sigma'$ (kN/m^2)	Fuerza cortante en la falla (N)	Esfuerzo cortante en la falla,† τ_f (kN/m^2)
1	90	36	54	21.6
2	135	54	82.35	32.9
3	315	126	189.5	75.8
4	450	180	270.5	108.2

$$* \; \sigma = \frac{\text{fuerza normal}}{\text{área del espécimen}} = \frac{\text{fuerza normal} \times 10^{-3}\,\text{kN}}{50 \times 50 \times 10^{-6}\,\text{m}^2}$$

$$\dagger \; \tau_f = \frac{\text{fuerza cortante}}{\text{área del espécimen}} = \frac{\text{fuerza cortante} \times 10^{-3}\,\text{kN}}{50 \times 50 \times 10^{-6}\,\text{m}^2}$$

Encuentre los parámetros del esfuerzo cortante.

Solución Los esfuerzo cortantes τ_f obtenidos de las pruebas están graficados *versus* los esfuerzos normales en la figura 7.10, de donde encontramos $\mathbf{c = 0, \phi = 31°}$. ■

7.6 *Prueba triaxial de corte*

La prueba triaxial de corte es uno de los métodos más confiables para determinar los parámetros de la resistencia cortante. Se usa ampliamente tanto para investigaciones

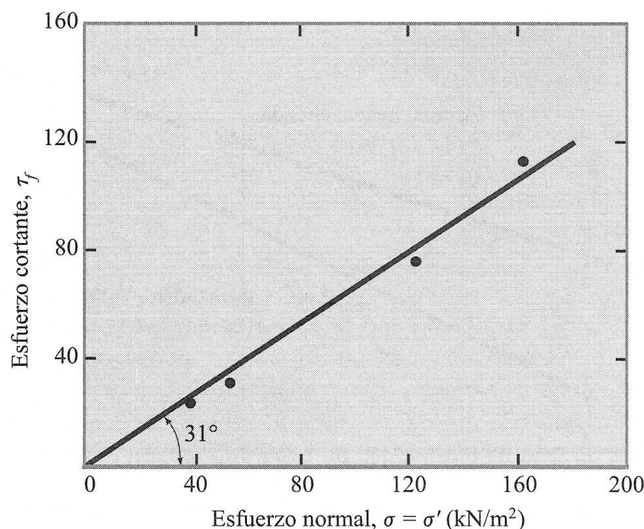


FIGURA 7.10

como para pruebas convencionales. La prueba se considera confiable por las siguientes razones:

1. Proporciona información sobre el comportamiento esfuerzo-deformación unitaria del suelo, cosa que no hace la prueba de corte directo.
2. Proporciona condiciones más uniformes de esfuerzo que la prueba de corte directo con sus concentraciones de esfuerzos a lo largo del plano de falla.
3. Proporciona más flexibilidad en términos de trayectoria de carga.

En la figura 7.11 se muestra un diagrama del arreglo de la prueba triaxial.

En la prueba de corte triaxial se usa generalmente un espécimen de suelo de aproximadamente 36 mm de diámetro y 76 mm de longitud. El espécimen queda encerrado por una membrana delgada de hule y se coloca dentro de una cámara cilíndrica de plástico que se llena usualmente con agua o glicerina. El espécimen queda sometido a una presión de confinamiento por compresión del fluido en la cámara. (El aire es a veces usado como medio de compresión.) Para generar la falla cortante en el espécimen, se aplica un esfuerzo axial a través de un émbolo vertical de carga (llamado a veces *esfuerzo desviador*). El esfuerzo se suma en una de dos maneras:

1. Aplicación de pesos muertos o presión hidráulica en incrementos iguales hasta que el espécimen falla. (La deformación axial del espécimen que resulta de la carga aplicada por medio del émbolo se mide con un micrómetro.)
2. Aplicación de deformación axial a razón constante por medio de una prensa de carga con engranes o hidráulica. Ésta es una prueba por deformación unitaria controlada. La carga axial aplicada por el émbolo de carga correspondiente a una deformación axial dada es medida por un anillo de prueba o celda de carga unida al émbolo.

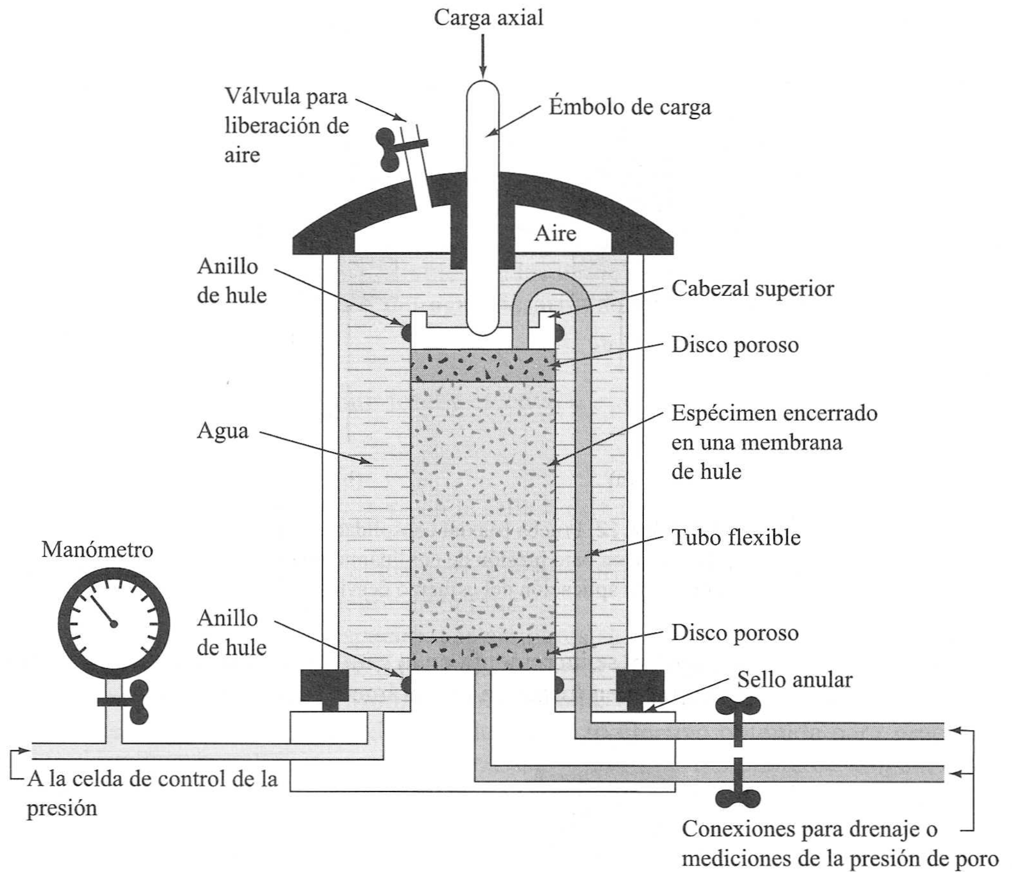


FIGURA 7.11 Diagrama del equipo de prueba triaxial (según Bishop y Bjerrum, 1960).

Se proporcionan también conexiones para medir el drenaje hacia dentro o hacia afuera del espécimen, o para medir la presión de poro del agua (según las condiciones de la prueba). Tres tipos estándar de pruebas triaxiales son generalmente llevadas a cabo:

1. Prueba consolidada-drenada o prueba drenada (prueba CD)
2. Prueba consolidada-no drenada (prueba CU)
3. Prueba no consolidada-no drenada o prueba no drenada (prueba UU)

Los procedimientos e implicaciones generales para cada una de las pruebas en *suelos saturados* son descritos en las secciones siguientes.

7.7 Prueba consolidada-drenada

En la prueba consolidada-drenada, el espécimen se somete primero a una presión de confinamiento σ_3 a todo su alrededor mediante compresión del fluido de la cámara (figura 7.12a). Conforme se aplica la presión de confinamiento, la presión de poro del agua del

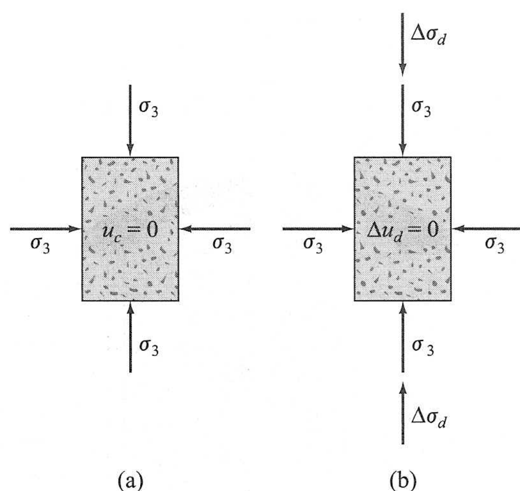


FIGURA 7.12 Prueba triaxial consolidada-drenada: (a) espécimen bajo presión de confinamiento en la cámara; (b) aplicación del esfuerzo desviador.

espécimen se incrementa en la cantidad u_c; dicho aumento de la presión de poro del agua se expresa en forma de un parámetro adimensional:

$$B = \frac{u_c}{\sigma_3} \tag{7.13}$$

donde B = parámetro de la presión de poro de Skempton (Skempton, 1954).

Para suelos blandos saturados, B es aproximadamente igual a 1; sin embargo, para suelos firmes saturados, la magnitud de B es menor que 1. Black y Lee (1973) dieron valores teóricos de B para varios suelos completamente saturados, los cuales se dan en la tabla 7.2.

Cuando la conexión al drenaje se mantiene abierta, tiene lugar la disipación del exceso de presión de poro del agua, y por consiguiente la consolidación. Con el tiempo, u_c se volverá igual a 0. En suelo saturado, el cambio en el volumen del espécimen (ΔV_c) que tiene lugar durante la consolidación se obtiene del volumen de agua de poro drenada

Tabla 7.2 Valores teóricos de B con saturación completa.

Tipo de suelo	Valor teórico
Arcilla blanda normalmente consolidada	0.9998
Arcillas blandas ligeramente consolidadas y limos	0.9988
Arcillas firmes preconsolidadas y arenas	0.9877
Arenas muy densas y arcillas muy firmes bajo altas presiones de confinamiento	0.9130

(figura 7.13a). El esfuerzo desviador $\Delta\sigma_d$ sobre el espécimen entonces es incrementado a una velocidad muy pequeña (figura 7.12b). La conexión al drenaje se mantiene abierta y la lenta velocidad de aplicación del esfuerzo desviador permite la completa disipación de cualquier presión de poro del agua que se desarrolle como consecuencia ($\Delta u_d = 0$).

Una gráfica típica de la variación del esfuerzo desviador *versus* la deformación unitaria en arena suelta y arcilla normalmente consolidada se muestra en la figura 7.13b. La 7.13c muestra una gráfica similar para arena densa y arcilla preconsolidada. El cambio de volumen ΔV_d en especímenes que ocurre debido a la aplicación del esfuerzo desviador en varios suelos se muestra también en las figuras 7.13d y e.

Como la presión de poro del agua desarrollada durante la prueba es completamente disipada, tenemos:

$$\text{esfuerzo de confinamiento total y efectivo} = \sigma_3 = \sigma_3'$$

y

$$\text{esfuerzo axial total y efectivo en la falla} = \sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f = \sigma_1 = \sigma_1'$$

En una prueba triaxial, σ_1' es el esfuerzo efectivo principal mayor en la falla y σ_3' es el esfuerzo efectivo principal menor en la falla.

Varias pruebas sobre especímenes similares se conducen variando la presión de confinamiento. Con los esfuerzos principales mayor y menor en la falla para cada prueba, se dibujan los círculos de Mohr y se obtienen las envolventes de falla. La figura 7.14 muestra el tipo de envolvente de falla del esfuerzo efectivo obtenida para pruebas en arena y arcilla normalmente consolidada. Las coordenadas del punto de tangencia de la envolvente de falla con un círculo de Mohr (es decir, el punto A) da los esfuerzos (normal y cortante) sobre el plano de falla de ese espécimen de prueba.

La preconsolidación resulta cuando una arcilla es inicialmente consolidada bajo una presión a todo su alrededor en la cámara de σ_c ($= \sigma_c'$) y se permite que se expanda cuando la presión de la cámara es reducida a σ_3 ($= \sigma_3'$). La envolvente de falla obtenida de pruebas triaxiales drenadas en tales especímenes de arcilla preconsolidada muestra dos ramas distintas (*ab* y *bc* en la figura 7.15). La porción *ab* tiene una pendiente más plana con un valor de cohesión, y la ecuación de la resistencia cortante para esta rama se escribe como

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi_1 \tag{7.14}$$

La porción *bc* de la envolvente de falla representa una etapa normalmente consolidada del suelo y obedece a la ecuación $\tau_f = \sigma' \tan \phi$.

Una prueba triaxial consolidada-drenada (CD) sobre un suelo arcilloso lleva varios días en terminarse; tiempo necesario para aplicar un esfuerzo desviador a muy poca velocidad y garantizar un drenaje completo del espécimen de suelo. Por esta razón, el tipo CD de prueba triaxial no es usada comúnmente.

EJEMPLO 7.2

Para una arcilla normalmente consolidada, los siguientes son los resultados de una prueba triaxial drenada:

presión de confinamiento en la cámara = 112 kN/m^2

esfuerzo desviador en la falla = 175 kN/m^2

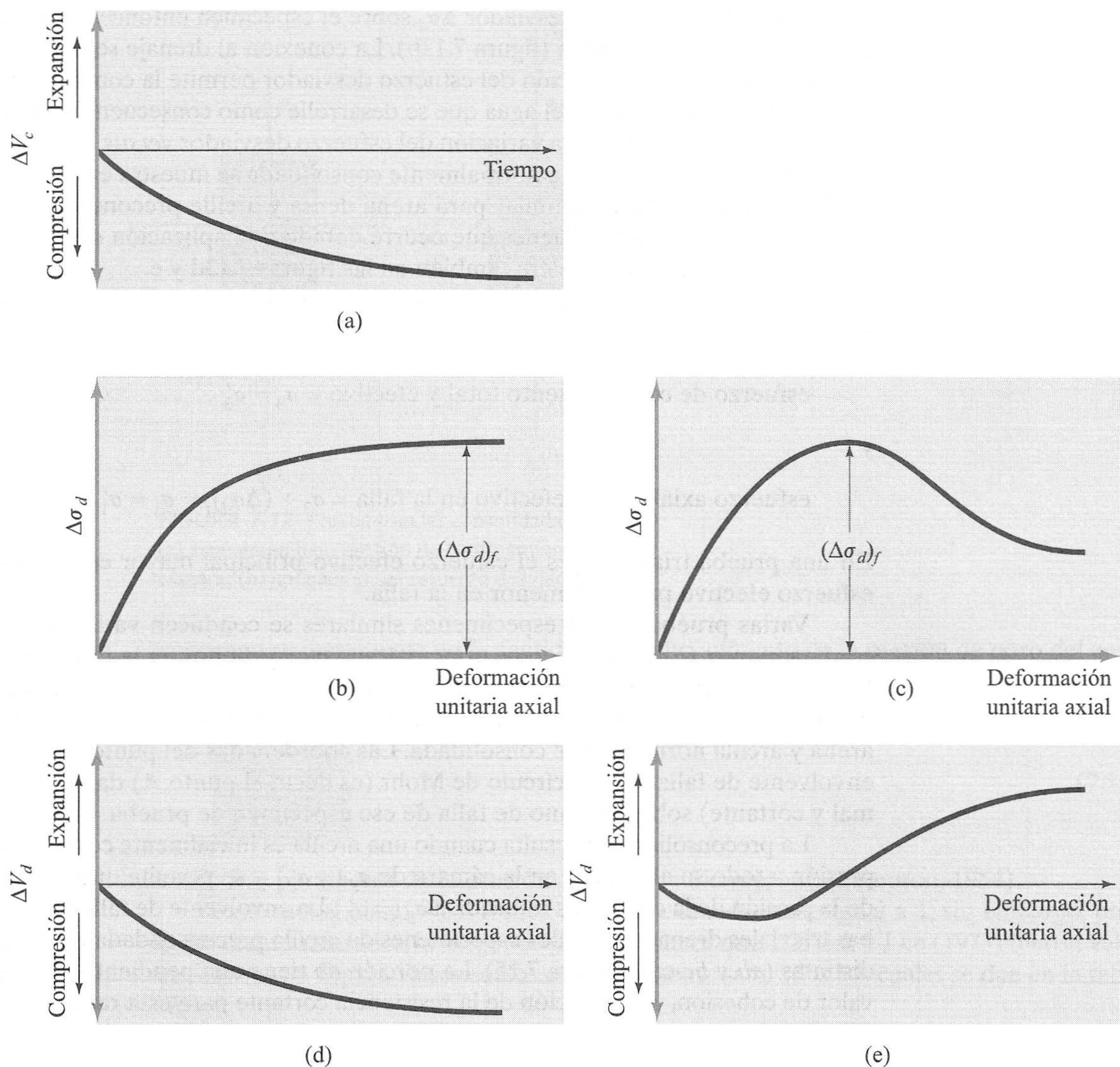


FIGURA 7.13 Prueba triaxial consolidada-drenada: (a) cambio de volumen del espécimen causado por la presión de confinamiento en cámara; (b) gráfica del esfuerzo desviador *versus* deformación unitaria en la dirección vertical para arena suelta y una arcilla normalmente consolidada; (c) gráfica del esfuerzo desviador *versus* deformación unitaria en la dirección vertical para arena densa y una arcilla preconsolidada; (d) cambio de volumen en arena suelta y arcilla normalmente consolidada durante la aplicación del esfuerzo desviador; (e) cambio de volumen en arena densa y arcilla preconsolidada durante la aplicación del esfuerzo desviador

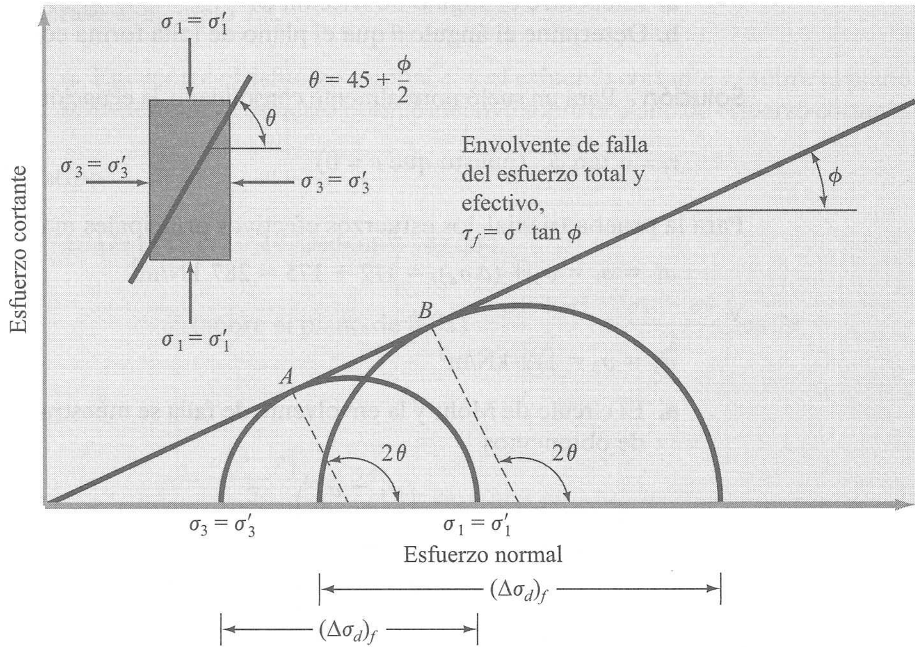


FIGURA 7.14 Envolvente de falla por esfuerzo efectivo de pruebas drenadas en arena y arcilla normalmente consolidada.

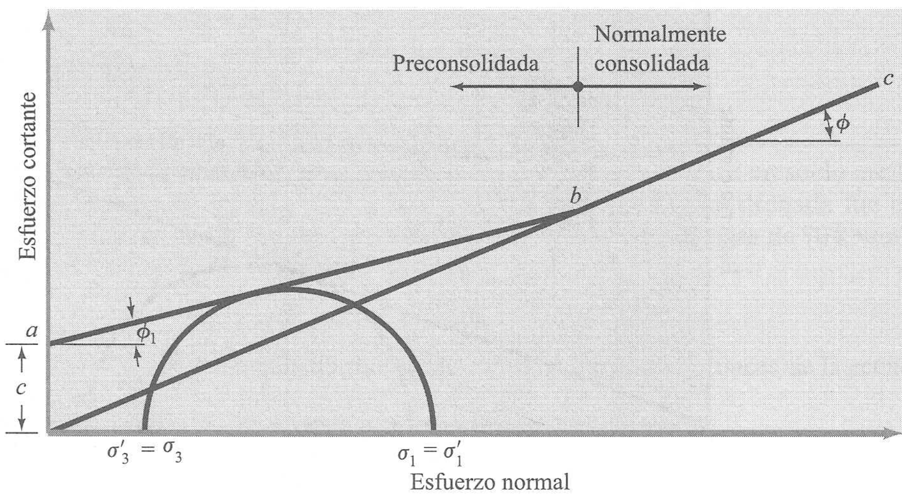


FIGURA 7.15 Envolvente de falla por esfuerzo efectivo para arcilla preconsolidada.

a. Encuentre el ángulo de fricción ϕ.
b. Determine el ángulo θ que el plano de falla forma con el plano principal mayor.

Solución Para un suelo normalmente consolidado, la ecuación de la envolvente de falla es

$$\tau_f = \sigma' \tan\phi \quad \text{(puesto que } c = 0\text{)}$$

Para la prueba triaxial, los esfuerzos efectivos principales mayor y menor en la falla son

$$\sigma_1' = \sigma_1 = \sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f = 112 + 175 = 287 \text{ kN/m}^2$$

y

$$\sigma_3' = \sigma_3 = 112 \text{ kN/m}^2$$

a. El círculo de Mohr y la envolvente de falla se muestran en la figura 7.16, de donde obtenemos

$$\text{sen}\,\phi = \frac{AB}{OA} = \frac{\left(\dfrac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2}\right)}{\left(\dfrac{\sigma_1' + \sigma_3'}{2}\right)}$$

o

$$\text{sen}\,\phi = \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{\sigma_1' + \sigma_3'} = \frac{287 - 112}{287 + 112} = 0.438$$

$$\phi = \mathbf{26°}$$

b. $\theta = 45° + \dfrac{\phi}{2} = 45° + \dfrac{26}{2} = \mathbf{58°}$ ■

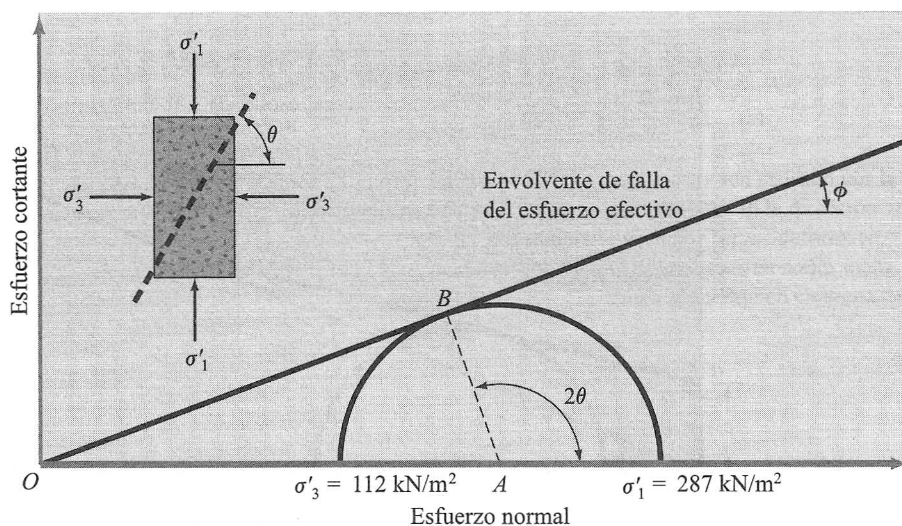


FIGURA 7.16

EJEMPLO 7.3 Refiérase al ejemplo 7.2.

a. Encuentre el esfuerzo normal σ' y el esfuerzo cortante τ_f sobre el plano de falla.
b. Determine el esfuerzo normal efectivo sobre el plano de esfuerzo cortante máximo.

Solución

a. De la figura 7.14, podemos ver que

$$\sigma' \text{ (sobre el plano de falla)} = \frac{\sigma_1' + \sigma_3'}{2} + \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2} \cos 2\theta \qquad \text{(a)}$$

y

$$\tau_f = \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2} \text{sen } 2\theta \qquad \text{(b)}$$

Sustituyendo los valores $\sigma_1' = 287$ kN/m^2, $\sigma'_3 = 112$ kN/m^2 y $\theta = 58°$ en las ecuaciones anteriores, obtenemos

$$\sigma' = \frac{287 + 112}{2} = \frac{287 - 112}{2} \cos(2 \times 58) = \mathbf{161\ kN/m^2}$$

y

$$\tau_f = \frac{287 - 112}{2} \text{ sen } (2 \times 58) = \mathbf{78.6\ kN/m^2}$$

b. De la ecuación (b), se observa que el esfuerzo cortante máximo ocurrirá sobre el plano con $\theta = 45°$. Sustituyendo $\theta = 45°$ en la ecuación (a) resulta

$$\sigma' = \frac{287 + 112}{2} + \frac{287 - 112}{2} \cos 90 = \mathbf{199.5\ kN/m^2}$$

■

EJEMPLO 7.4 La ecuación de la envolvente de falla del esfuerzo efectivo para un suelo arcilloso normalmente consolidado es $\tau_f = \sigma' \tan 30°$. Una prueba triaxial drenada fue conducida sobre el mismo suelo con una presión de confinamiento en cámara de 70 kN/m^2. Calcule el esfuerzo desviador en la falla.

Solución Para una arcilla normalmente consolidada, $c = 0$. Entonces, de la ecuación (7.7), tenemos

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$$

$$\phi = 30°$$

$$\sigma'_1 = 70 \tan^2 \left(45 + \frac{30}{2}\right) = 210 \text{ kN/m}^2$$

por lo que

$$(\Delta\sigma_d)_f = \sigma'_1 - \sigma'_3 = 210 - 70 = \mathbf{140\ kN/m^2}$$

■

EJEMPLO 7.5

Tenemos los resultados de dos pruebas triaxiales drenadas sobre una arcilla saturada:

Espécimen I: $\sigma_3 = 70 \text{ kN/m}^2$

$(\Delta\sigma_d)_f = 173 \text{ kN/m}^2$

Espécimen II: $\sigma_3 = 105 \text{ kN/m}^2$

$(\Delta\sigma_d)_f = 235 \text{ kN/m}^2$

Determine los parámetros de la resistencia cortante.

Solución Refiérase a la figura 7.17. Para el espécimen I, los esfuerzos principales son

$$\sigma'_3 = \sigma_3 = 70 \text{ kN/m}^2$$

y

$$\sigma'_1 = \sigma_1 = \sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f = 70 + 173 = 243 \text{ kN/m}^2$$

Similarmente, los esfuerzos principales en la falla para el espécimen II son

$$\sigma'_3 = \sigma_3 = 105 \text{ kN/m}^2$$

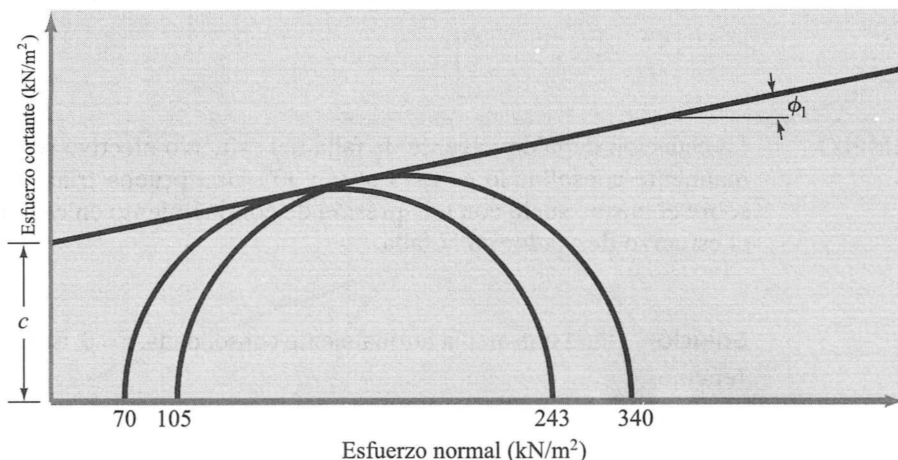


FIGURA 7.17

y

$$\sigma'_1 = \sigma_1 = \sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f = 105 + 235 = 340 \text{ kN/m}^2$$

Usando la relación dada por la ecuación (7.7), tenemos

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 \tan^2\left(45 + \frac{\phi_1}{2}\right) + 2c \tan\left(45 + \frac{\phi_1}{2}\right)$$

Entonces, para el espécimen I,

$$243 = 70 \tan^2\left(45 + \frac{\phi_1}{2}\right) + 2c \tan\left(45 + \frac{\phi_1}{2}\right)$$

y para el espécimen II,

$$340 = 105 \tan^2\left(45 + \frac{\phi_1}{2}\right) + 2c \tan\left(45 + \frac{\phi_1}{2}\right)$$

Resolviendo las dos ecuaciones anteriores, obtenemos

$$\phi = 28^\circ \qquad c = 14.8 \text{ kN/m}^2$$

■

7.8 Prueba consolidada-no drenada

La prueba consolidada-no drenada es el tipo más común de prueba triaxial. En ésta, el espécimen de suelo saturado es primero consolidado por una presión en todo su alrededor σ_3 del fluido en la cámara, que resulta en drenaje. Después que la presión de poro del agua generada por la aplicación de la presión de confinamiento es completamente disipada (es decir, $u_c = B\sigma_3 = 0$), el esfuerzo desviador $\Delta\sigma_d$ sobre el espécimen se incrementa para causar la falla cortante. Durante esta fase, la línea de drenaje desde el espécimen se mantiene cerrada. Como el drenaje no se permite, la presión de poro del agua Δu_d crecerá. Durante la prueba se hacen mediciones de $\Delta\sigma_d$ y Δu_d. El incremento en la presión de poro del agua Δu_d se expresa en una forma adimensional como

$$\bar{A} = \frac{\Delta u_d}{\Delta\sigma_d} \tag{7.15}$$

donde $\bar{A}$ = parámetro de la presión de poro de Skempton (Skempton, 1954).

Los patrones generales de la variación de $\Delta\sigma_d$ y Δu_d con la deformación unitaria axial para arenas y arcillas se muestran en las figuras 7.18d, e, f y g. En arena suelta y arcilla normalmente consolidada, la presión de poro del agua se incrementa con la deformación unitaria. En arena densa y arcilla preconsolidada, la presión de poro del agua aumenta con la deformación unitaria hasta cierto límite, más allá del cual decrece y se vuelve negativa (con respecto a la presión atmosférica), este comportamiento se debe a que el suelo tiene una tendencia a dilatarse.

A diferencia de la prueba consolidad-drenada, los esfuerzos total y efectivo principal no son iguales en la prueba consolidada-no drenada. Como en esta prueba se mide

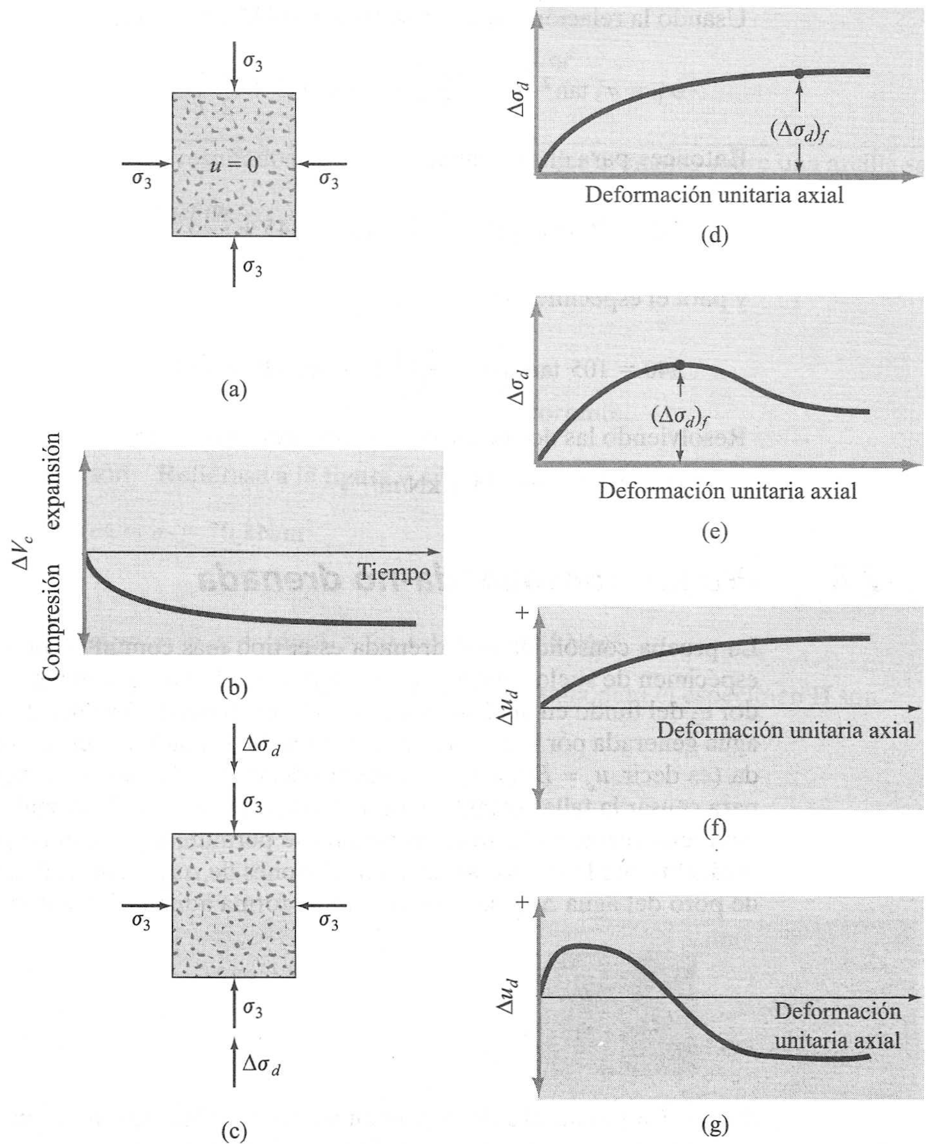


FIGURA 7.18 Prueba consolidada-no drenada: (a) espécimen bajo presión de confinamiento en la cámara; (b) cambio de volumen en el espécimen causado por la presión de confinamiento; (c) aplicación del esfuerzo desviador; (d) esfuerzo desviador *versus* deformación unitaria axial para arena suelta y arcilla normalmente consolidada; (e) esfuerzo desviador *versus* deformación unitaria axial para arena densa y arcilla preconsolidada; (f) variación de la presión del agua de poro con la deformación unitaria axial para arena suelta y arcilla normalmente consolidada; (g) variación de la presión de poro del agua con la deformación unitaria axial para arena densa y arcilla preconsolidada.

la presión de poro en la falla, los esfuerzos principales se analizan como sigue:

- Esfuerzo principal mayor en la falla (total):

$$\sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f = \sigma_1$$

- Esfuerzo principal mayor en la falla (efectivo):

$$\sigma_1 - (\Delta u_d)_f = \sigma'_1$$

- Esfuerzo principal menor en la falla (total):

$$\sigma_3$$

- Esfuerzo principal menor en la falla (efectivo):

$$\sigma_3 - (\Delta u_d)_f = \sigma'_3$$

donde $(\Delta u_d)_f$ = presión de poro del agua en la falla. Las derivaciones precedentes muestran que

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \sigma'_1 - \sigma'_3$$

Pruebas sobre varios especímenes similares con diferentes presiones de confinamiento se efectúan para determinar los parámetros de resistencia cortante. La figura 7.19 muestra los círculos de Mohr de los esfuerzos total y efectivo en la falla obtenidos en pruebas triaxiales consolidadas-no drenadas en arena y arcilla normalmente consoli-

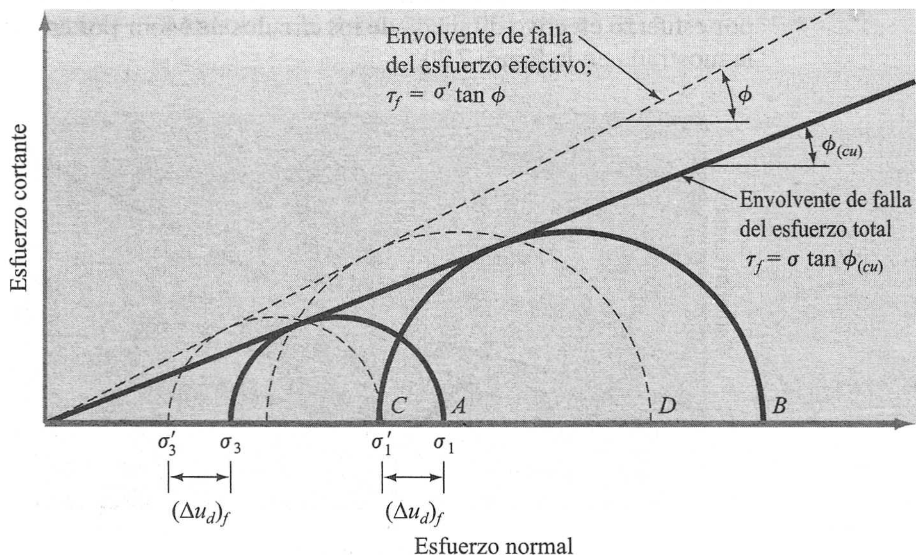


FIGURA 7.19 Envolventes de falla del esfuerzo total y efectivo para pruebas triaxiales consolidadas-no drenadas. (*Nota:* la figura supone que no se aplica presión de regreso.)

dada. Note que A y B son dos círculos de Mohr de esfuerzo total obtenidos de dos pruebas. C y D son los círculos de Mohr de esfuerzo efectivo correspondientes a los círculos A y B de esfuerzo total, respectivamente. Los diámetros de los círculos A y C son los mismos; similarmente, los diámetros de los B y D son iguales.

En la figura 7.19, la envolvente del esfuerzo total de falla se obtiene dibujando una línea que toque todos los círculos de Mohr del esfuerzo total. Para arena y arcillas normalmente consolidadas, esta línea será aproximada por una línea recta que pase por el origen y se expresa por la ecuación

$$\tau_f = \sigma \tan \phi_{(cu)} \tag{7.16}$$

donde σ = esfuerzo total

$\phi_{(cu)}$ = ángulo que forma la envolvente de falla del esfuerzo total con el eje del esfuerzo normal, también conocido como ángulo de resistencia cortante consolidada-no drenada

La ecuación (7.16) es rara vez usada para consideraciones prácticas.

Refiriéndonos de nuevo a la figura 7.19, vemos que la envolvente de falla que es tangente a todos los círculos de Mohr se representa por la ecuación $\tau_f = \sigma' \tan \phi$, que es la misma que la envolvente de falla obtenida en pruebas consolidadas-drenadas (ver la figura 7.14).

En arcillas preconsolidadas, la envolvente de falla del esfuerzo total, obtenida en pruebas consolidadas-no drenadas, toma la forma mostrada en la figura 7.20. La línea recta $a'b'$ es representada por la ecuación

$$\tau_f = c_{(cu)} + \sigma \tan \phi_{(cu)} \tag{7.17}$$

y la línea recta $b'c'$ sigue la relación dada por la ecuación (7.16). La envolvente de falla por esfuerzo efectivo dibujada de los círculos de Mohr por esfuerzo efectivo es similar a la mostrada en la figura 7.20.

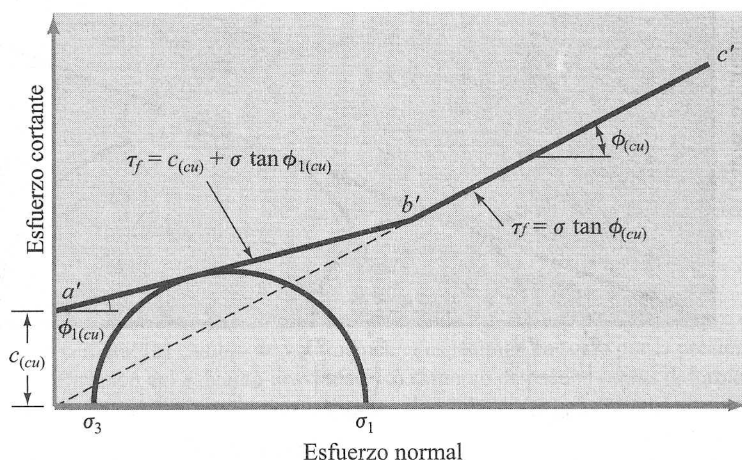


FIGURA 7.20 Envolvente de falla del esfuerzo total obtenida en pruebas consolidadas-no drenadas en arcilla preconsolidada.

Las pruebas consolidadas-drenadas en suelos arcillosos toman un tiempo considerable. Por eso, las pruebas consolidadas-no drenadas deben realizarse en tales suelos con medición de la presión de poro para obtener los parámetros de resistencia cortante drenada. Como el drenaje no se permite en esas pruebas durante la aplicación del esfuerzo desviador, las pruebas deben efectuarse rápidamente.

El parámetro $\overline{A}$ de presión de poro de Skempton fue definido en la ecuación (7.15). En la falla, el parámetro $\overline{A}$ se escribe como

$$\overline{A} = \overline{A}_f = \frac{(\Delta u_d)_f}{(\Delta \sigma_d)_f} \tag{7.18}$$

El rango general de valores de $\overline{A}_f$ en la mayoría de los suelos de arcilla es como sigue:

- Arcillas normalmente consolidadas: 0.5 a 1
- Arcillas preconsolidadas: −0.5 a 0

EJEMPLO 7.6 Una prueba consolidada-no drenada sobre una arcilla normalmente consolidada dio los siguientes resultados:

$\sigma_3 = 84 \text{ kN/m}^2$

esfuerzo desviador, $(\Delta\sigma_d)_f = 63.7 \text{ kN/m}^2$

presión de poro, $(\Delta u_d)_f = 47.6 \text{ kN/m}^2$

Calcule el ángulo de fricción consolidado-no drenado y el ángulo de fricción drenado.

Solución Refiérase a la figura 7.21.

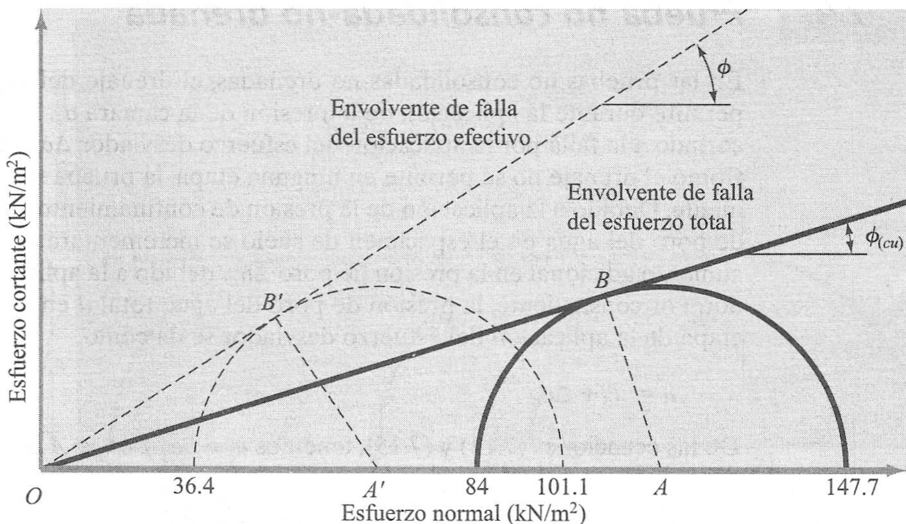


FIGURA 7.21

$$\sigma_3 = 84 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_1 = \sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f = 84 + 63.7 = 147.7 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2\left(45 + \frac{\phi_{(cu)}}{2}\right)$$

$$147.7 = 84 \tan^2\left(45 + \frac{\phi_{(cu)}}{2}\right)$$

$$\phi_{(cu)} = 2\left[\tan^{-1}\left(\frac{147.7}{84}\right)^{0.5} - 45\right] = \mathbf{16°}$$

De nuevo,

$$\sigma'_3 = \sigma_3 - (\Delta u_d)_f = 84 - 47.6 = 36.4 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma'_1 = \sigma_1 - (\Delta u_d)_f = 147.7 - 47.6 = 100.1 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$$

$$100.1 = 36.4 \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$$

$$\phi = 2\left[\tan^{-1}\left(\frac{100.1}{36.4}\right)^{0.5} - 45\right] = \mathbf{27.8°}$$

■

7.9 Prueba no consolidada-no drenada

En las pruebas no consolidadas-no drenadas, el drenaje del espécimen de suelo no se permite durante la aplicación de la presión de la cámara σ_3. El espécimen de prueba es cortado a la falla por la aplicación del esfuerzo desviador $\Delta\sigma_d$, sin permitirse el drenaje. Como el drenaje no se permite en ninguna etapa, la prueba se lleva a cabo muy rápidamente. Debido a la aplicación de la presión de confinamiento en la cámara σ_3, la presión de poro del agua en el espécimen de suelo se incrementará una cantidad u_c. Habrá un aumento adicional en la presión de poro Δu_d, debido a la aplicación del esfuerzo desviador. Por consiguiente, la presión de poro del agua total u en el espécimen en cualquier etapa de la aplicación del esfuerzo desviador se da como

$$u = u_c + \Delta u_d \tag{7.19}$$

De las ecuaciones (7.13) y (7.15), tenemos $u_c = B\sigma_3$ y $\Delta u_d = \overline{A}\,\Delta\sigma_d$, por lo que

$$u = B\sigma_3 + \overline{A}\,\Delta\sigma_d = B\sigma_3 + \overline{A}(\sigma_1 - \sigma_3) \tag{7.20}$$

La prueba no consolidada-no drenada es usualmente llevada a cabo sobre especímenes de arcilla y depende de un concepto de resistencia muy importante para los suelos cohesivos saturados. El esfuerzo axial agregado en la falla $(\Delta\sigma_d)_f$ es prácticamente el mismo independientemente de la presión de confinamiento en la cámara, como muestra la figura 7.22. La envolvente de falla para los círculos de Mohr del esfuerzo total se vuelve una línea horizontal y por consiguiente se llama una condición de $\phi = 0$, y

$$\tau_f = c_u \tag{7.21}$$

donde c_u es la resistencia cortante no drenada y es igual al radio de los círculos de Mohr.

La razón para obtener el mismo esfuerzo axial agregado $(\Delta\sigma_d)_f$ independientemente de la presión de confinamiento es la siguiente: si un espécimen de arcilla (no. 1) es consolidado a una presión de cámara σ_3 y luego es cortado a la falla sin drenaje permitido, entonces las condiciones de esfuerzo total en la falla deben ser representadas por el círculo de Mohr P en la figura 7.23. La presión de poro desarrollada en el espécimen en la falla es igual a $(\Delta u_d)_f$. Los esfuerzos efectivos principales mayor y menor en la falla son entonces

$$\sigma'_1 = [\sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f] - (\Delta u_d)_f = \sigma_1 - (\Delta u_d)_f$$

y

$$\sigma'_3 = \sigma_3 - (\Delta u_d)_f$$

Q es el círculo de Mohr por esfuerzo efectivo con los esfuerzos principales precedentes. Note que los diámetros de los círculos P y Q son iguales.

Consideremos ahora otro espécimen similar de arcilla (no. 2) que es consolidado a una presión de la cámara σ_3. Si la presión de la cámara es aumentada en $\Delta\sigma_3$ sin permitirse el drenaje, entonces la presión de poro del agua se incrementa una cantidad Δu_c. Para suelos saturados bajo esfuerzos isotrópicos, el aumento de la presión de poro del

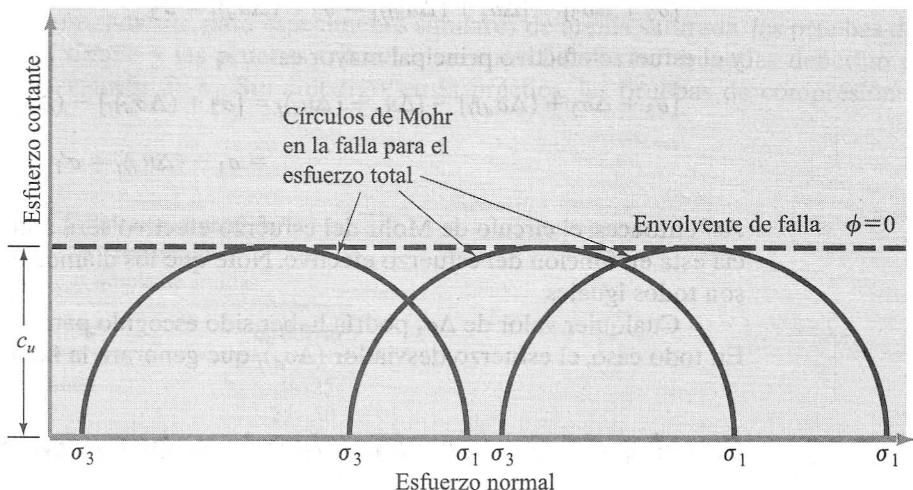


FIGURA 7.22 Círculos de Mohr del esfuerzo total y envolvente de falla ($\phi = 0$) obtenidos en pruebas triaxiales no consolidadas-no drenadas.

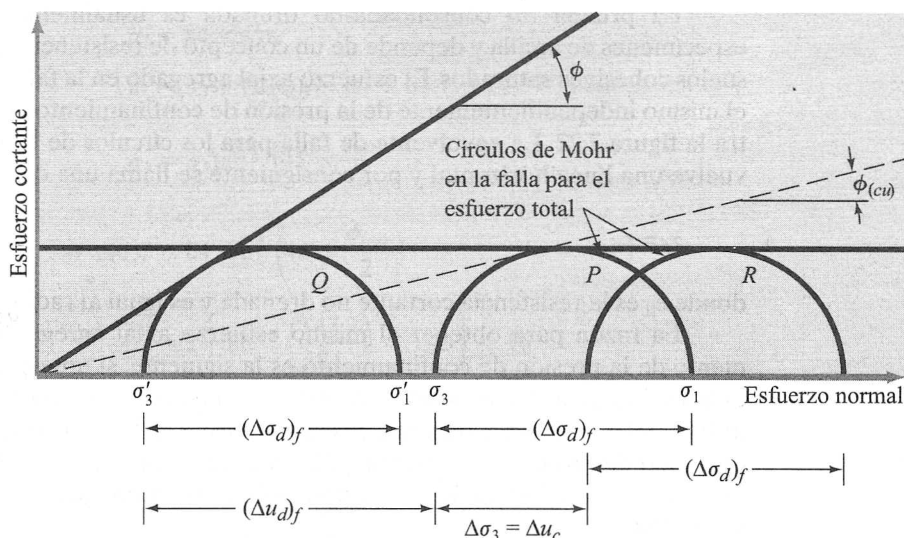


FIGURA 7.23 El concepto $\phi = 0$

agua es igual al incremento del esfuerzo total, por lo que $\Delta u_c = \Delta\sigma_3$. En este tiempo, la presión de confinamiento efectiva es igual a $\sigma_3 + \Delta\sigma_3 - \Delta u_c = \sigma_3 + \Delta\sigma_3 - \Delta\sigma_3 = \sigma_3$; ésta es la misma que la presión de confinamiento efectiva del espécimen no. 1 antes de la aplicación del esfuerzo desviador. Por consiguiente, si el espécimen no. 2 es cortado a la falla incrementando el esfuerzo axial, debe fallar bajo el mismo esfuerzo desviador $(\Delta\sigma_d)_f$ que se obtuvo para el espécimen no. 1. El círculo de Mohr para esfuerzo total en la falla será el círculo *R* (figura 7.23). El incremento de la presión de poro agregado causado por la aplicación de $(\Delta\sigma_d)_f$ será $(\Delta u_d)_f$.

En la falla, el esfuerzo efectivo principal menor es

$$[\sigma_3 + \Delta\sigma_3] - [\Delta u_c + (\Delta u_d)_f] = \sigma_3 - (\Delta u_d)_f = \sigma'_3$$

y el esfuerzo efectivo principal mayor es

$$[\sigma_3 + \Delta\sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f] - [\Delta u_c + (\Delta u_d)_f = [\sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f] - (\Delta u_d)_f$$

$$= \sigma_1 - (\Delta u_d)_f = \sigma'_1$$

Así entonces, el círculo de Mohr del esfuerzo efectivo será aún el *Q* porque la resistencia está en función del esfuerzo efectivo. Note que los diámetros de los círculos *P*, *Q* y *R* son todos iguales.

Cualquier valor de $\Delta\sigma_3$ podría haber sido escogido para probar el espécimen no. 2. En todo caso, el esfuerzo desviador $(\Delta\sigma_d)_f$ que generara la falla habría sido el mismo.

7.10 Prueba de compresión simple sobre arcilla saturada

La prueba de compresión simple es un tipo especial de prueba no consolidada-no drenada que se usa comúnmente para especímenes de arcilla. En esta prueba, la presión de

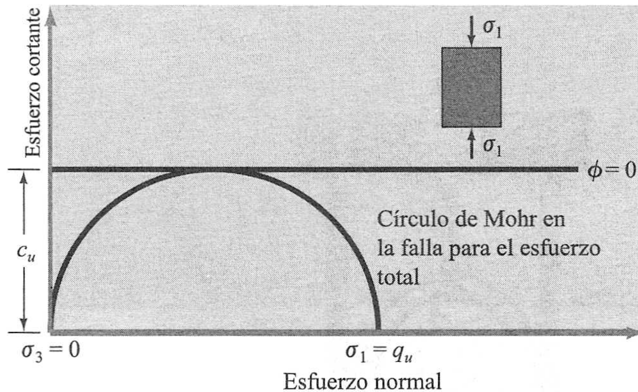


FIGURA 7.24 Prueba de compresión simple.

confinamiento σ_3 es 0. Una carga axial se aplica rápidamente al espécimen para generar la falla. En ésta, el esfuerzo principal menor total es 0 y el esfuerzo principal mayor total es σ_1 (figura 7.24). Como la resistencia de corte no drenada es independiente de la presión de confinamiento, tenemos

$$\tau_f = \frac{\sigma_1}{2} = \frac{q_u}{2} = c_u \tag{7.22}$$

donde q_u es la *resistencia a compresión simple*. La tabla 7.3 da las consistencias aproximadas de arcillas con base en sus resistencias a compresión simple. Una fotografía del equipo de prueba de compresión simple se muestra en la figura 7.25.

Teóricamente, para especímenes similares de arcilla saturada, las pruebas de compresión simple y las pruebas triaxiales no consolidadas-no drenadas deberían dar los mismos valores de c_u. Sin embargo, en la práctica, las pruebas de compresión simple

Tabla 7.3 Relación general de consistencia y resistencia a compresión simple de arcillas.

Consistencia	q_u (kN/m^2)
Muy blanda	0–25
Blanda	25–50
Media	50–100
Firme	100–200
Muy firme	200–400
Dura	> 400

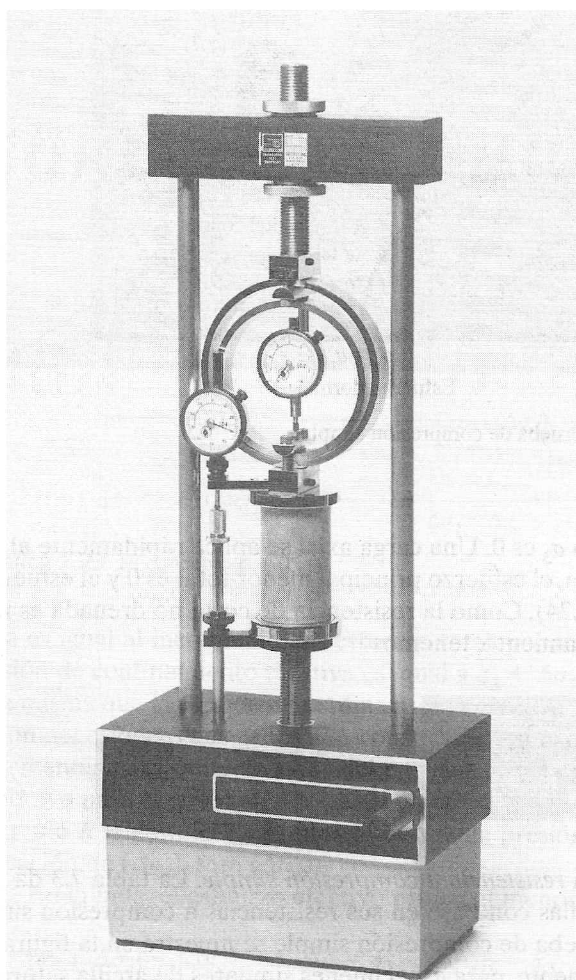


FIGURA 7.25 Equipo para la prueba de compresión simple (cortesía de ELE International/Soiltest Products Division, Lake Bluff, Illinois).

sobre arcillas saturadas dan valores ligeramente menores para c_u que los obtenidos en pruebas no consolidadas-no drenadas, como muestra la figura 7.26.

7.11 Sensitividad y tixotropía de la arcilla

Para muchos suelos naturalmente depositados de arcilla, la resistencia a compresión simple es considerablemente reducida cuando los suelos se prueban después de remoldearlos sin ningún cambio en el contenido de agua, como muestra la figura 7.27. Esta propiedad de los suelos de arcilla se llama sensitividad, y su grado se define como la razón de la resistencia a compresión simple en estado inalterado dividida entre la que se obtiene en un estado remoldeado, o bien

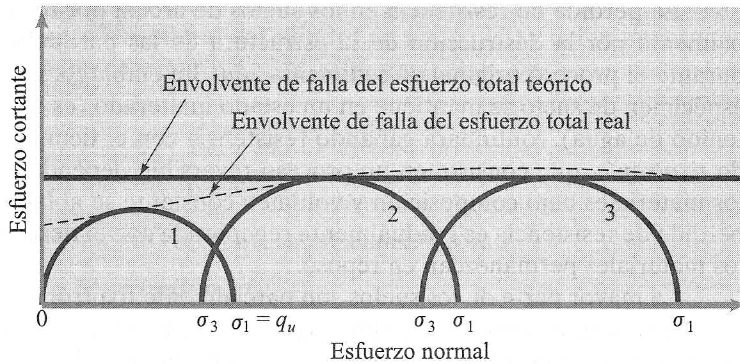


FIGURA 7.26 Comparación de resultados de pruebas de compresión simple y pruebas no consolidadas-no drenadas para un suelo de arcilla saturada. (*Nota:* el círculo de Mohr no. 1 es para la prueba de compresión simple; los círculos de Mohr 2 y 3 son para las pruebas triaxiales no consolidadas-no drenadas.)

$$S_t = \frac{q_{u\,(\text{inalterada})}}{q_{u\,(\text{remoldeada})}} \tag{7.23}$$

La tasa de sensitividad de la mayoría de las arcillas varía aproximadamente entre 1 y 8; sin embargo, los depósitos de arcilla marina altamente floculada tienen valores de sensitividad que varían entre 10 y 80 aproximadamente. Existen también algunas arcillas que se vuelven fluidos viscosos al ser remoldeadas y se encuentran principalmente en zonas previamente cubiertas por glaciales de Norteamérica y Escandinavia, y a las cuales se les llama arcillas "licuables".

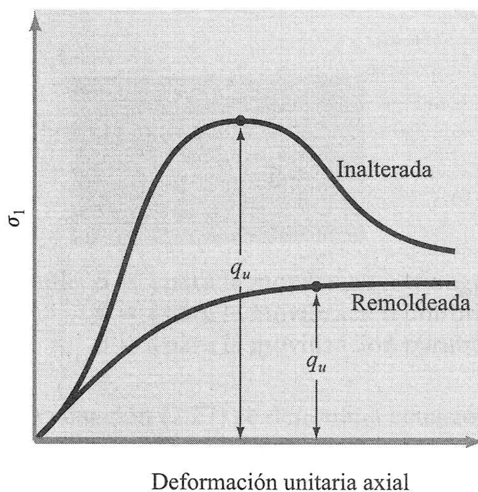


FIGURA 7.27 Resistencia a compresión simple para una arcilla inalterada y remoldeada.

La pérdida de resistencia en los suelos de arcilla por remoldeo es causada principalmente por la destrucción de la estructura de las partículas arcillosas desarrollada durante el proceso original de sedimentación. Sin embargo, si después del remoldeo un espécimen de suelo se mantiene en un estado inalterado (es decir, sin cambio en el contenido de agua), continuará ganando resistencia con el tiempo, a este fenómeno llamado *tixotropía,* que consiste en un proceso reversible dependiente del tiempo en el que los materiales bajo composición y volumen constante se ablandan al remoldearse. Esta pérdida de resistencia es gradualmente recuperada con el tiempo cuando se permite que los materiales permanezcan en reposo.

La mayor parte de los suelos son parcialmente tixotrópicos; parte de la pérdida de resistencia causada por el remoldeo nunca se recupera con el tiempo. Para los suelos, la diferencia entre la resistencia inalterada y la resistencia después del endurecimiento tixotrópico es atribuida a la destrucción de la estructura de las partículas de arcilla desarrollada durante el proceso original de sedimentación.

7.12 Prueba de cortante con veleta

Se obtienen resultados bastante confiables para la resistencia cortante sin drenaje c_u *in situ* (concepto: $\phi = 0$) de suelos cohesivos muy plásticos directamente a partir de pruebas de cortante con veleta. Ésta consiste usualmente en cuatro placas de acero delgadas de igual tamaño soldadas a una barra de torsión hecha del mismo metal (figura 7.28). Primero, la veleta se hinca en el suelo, luego se aplica un torque en la parte superior de la barra para hacer girar la veleta con rapidez uniforme. Un cilindro de suelo de altura h y diámetro d resistirá el torque hasta que falle el suelo. La resistencia a cortante sin drenar del suelo se calcula como sigue.

Si T es el torque máximo aplicado en la cabeza de la barra para generar la falla,

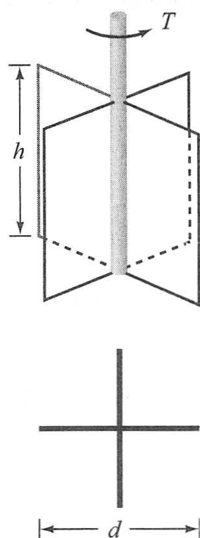


FIGURA 7.28 Diagrama del equipo de la veleta de corte.

éste debe ser igual a la suma del momento resistente de la fuerza cortante a lo largo de la superficie lateral del cilindro de suelo (M_s) y del momento resistente de la fuerza cortante en cada extremo (M_e) (figura 7.29):

$$T = M_s + \underbrace{M_e + M_e}_{\text{Dos extremos}} \tag{7.24}$$

El momento resistente M_s se expresa como

$$M_s = \underbrace{(\pi d h) c_u}_{\substack{\text{Área}\\ \text{superficial}}} \; \underbrace{(d/2)}_{\substack{\text{Brazo del}\\ \text{momento}}} \tag{7.25}$$

donde d = diámetro de la veleta de cortante
h = altura de la veleta de cortante

Para calcular M_e, los investigadores supusieron tres tipos de distribución de la movilización de la resistencia cortante en los extremos del cilindro de suelo:

1. *Triangular:* la movilización de la resistencia cortante es c_u en la periferia del cilindro de suelo y decrece linealmente a 0 en el centro.
2. *Uniforme:* la movilización de la resistencia cortante es constante (es decir, c_u) de la periferia al centro del cilindro de suelo.
3. *Parabólica:* la movilización de la resistencia cortante es c_u en la periferia del cilindro de suelo y decrece parabólicamente a 0 en el centro.

Esas variaciones en la movilización de la resistencia cortante se muestran en la figura 7.29b. En general, el torque T en la falla se expresa como

$$T = \pi c_u \left[\frac{d^2 h}{2} + \beta \frac{d^3}{4} \right] \tag{7.26}$$

o

$$c_u = \frac{T}{\pi \left[\frac{d^2 h}{2} = \beta \frac{d^3}{4} \right]} \tag{7.27}$$

donde $\beta = \frac{1}{2}$ para la movilización triangular de la resistencia cortante sin drenaje
$\beta = \frac{2}{3}$ para la movilización uniforme de la resistencia cortante sin drenaje
$\beta = \frac{3}{5}$ para la movilización parabólica de la resistencia cortante sin drenaje

[La ecuación (7.27) se denomina ecuación de Calding.]

Las pruebas de cortante con torque se realizan en laboratorio y en campo durante la exploración del suelo. La veleta de cortante de laboratorio tiene dimensiones de aproximadamente 12.7 mm (diámetro) y 25.4 mm (altura). La figura 7.30 es una fotografía del equipo de la veleta de cortante de laboratorio. Veletas de cortante para

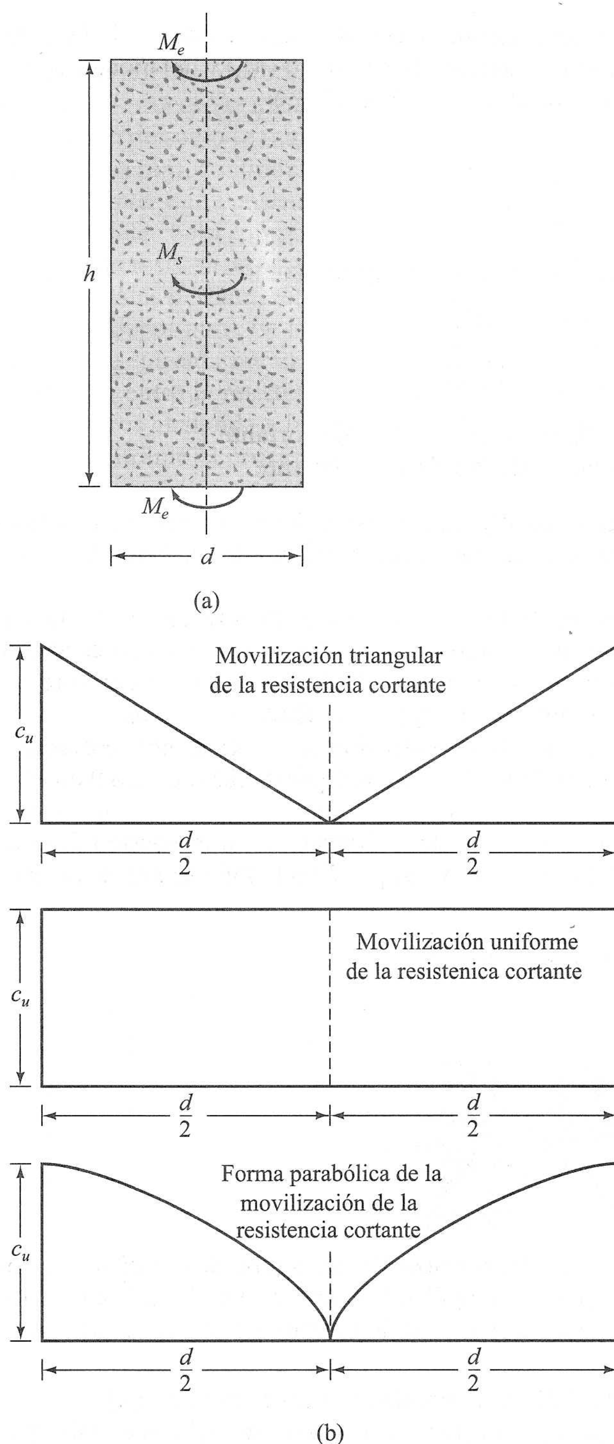


FIGURA 7.29 Derivación de la ecuación (7.26): (a) momento resistente de la fuerza cortante; (b) variaciones en la movilización de la resistencia cortante.

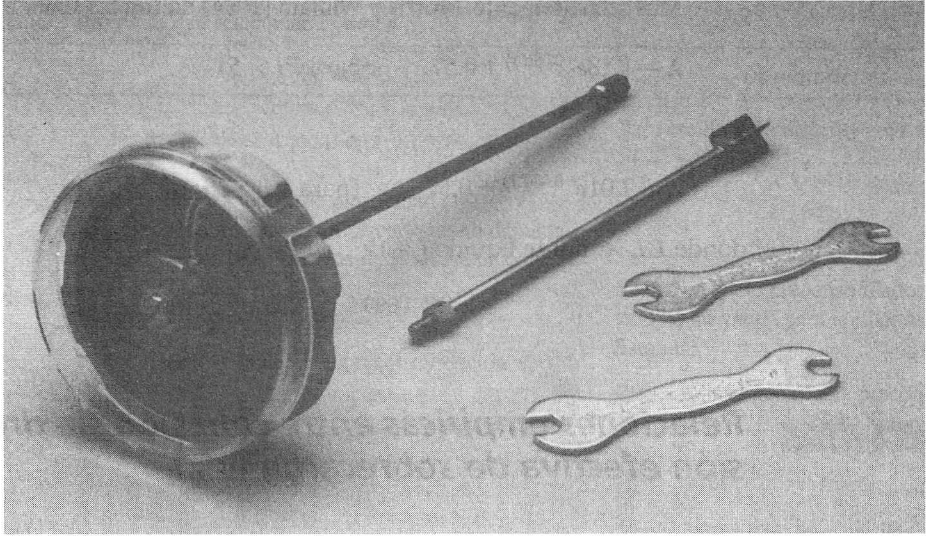


FIGURA 7.30 Dispositivo de laboratorio de la veleta de corte (cortesía de ELE International/ Soiltest Products Division, Lake Bluff, Illinois).

campo con las siguientes dimensiones se usan por el U.S. Bureau of Reclamation:

$$d = 50.8 \text{ mm}; \quad h = 101.6 \text{ mm}$$

$$d = 76.2 \text{ mm}; \quad h = 152.4 \text{ mm}$$

$$d = 101.6 \text{ mm}; \quad h = 203.2 \text{ mm}$$

En el campo, donde la resistencia cortante no drenada varía considerablemente con la profundidad, las pruebas de cortante con veleta son extremadamente útiles. En un corto periodo es posible establecer un patrón razonable del cambio de c_u con la profundidad. Sin embargo, si el depósito de arcilla en un sitio dado es más o menos uniforme, unas cuantas pruebas triaxiales no consolidadas-no drenadas sobre muestras inalteradas darán una estimación razonable de los parámetros del suelo para el trabajo de diseño. Las pruebas de corte con veleta son también limitadas por la resistencia de los suelos en los que son usadas. La resistencia al cortante no drenada obtenida en una prueba de corte con veleta depende también de la velocidad de aplicación del torque T.

Bjerrum (1974) demostró que conforme la plasticidad de los suelos se incrementa, la c_u obtenida de las pruebas de corte con veleta da resultados no muy confiables para el diseño de cimentaciones. Por esta razón, sugirió la siguiente corrección:

$$c_{u(\text{diseño})} = \lambda c_{u(\text{cortante de molinete})} \tag{7.28}$$

donde λ = factor de corrección = $1.7 - 0.54 \log (PI)$ (7.29)

PI = índice de plasticidad

Más recientemente, Morris y William (1994) dieron las siguientes correlaciones para λ:

$$\lambda = 1.18e^{-0.08(PI)} + 0.57 \qquad (\text{para } PI > 5) \tag{7.30}$$

y

$$\lambda = 7.01e^{-0.08(LL)} + 0.57 \qquad (\text{para } LL > 20) \tag{7.31}$$

donde LL = límite líquido (%).

7.13 Relaciones empíricas entre cohesión sin drenaje (c_u) y presión efectiva de sobrecarga (σ'_o)

Varias relaciones empíricas se observan entre c_u y la presión efectiva de sobrecarga σ'_o en el campo. Algunas de esas relaciones se resumen en la tabla 7.4.

La tasa de preconsolidación fue definida en el capítulo 6 como

$$OCR = \frac{\sigma'_c}{\sigma'_o} \tag{7.32}$$

donde σ'_c = presión de preconsolidación.

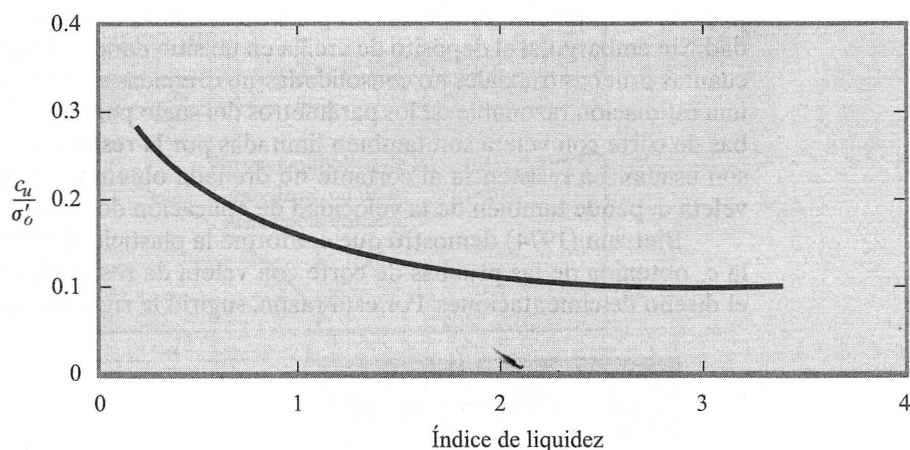


FIGURA 7.31 Variación de c_u/σ'_o con el índice de liquidez (basado en Bjerrum y Simons, 1960).

Tabla 7.4 Ecuaciones empíricas que relacionan c_u con σ'_o.

Referencia	Relación	Observaciones
Skempton (1957)	$\dfrac{c_{u(\text{VST})}}{\sigma'_o} = 0.11 + 0.0037(PI)$ PI = índice de plasticidad (%) $c_{u(\text{VST})}$ = resistencia cortante no drenada dada por la prueba de la veleta de corte	Para arcilla normalmente consolidada
Chandler (1988)	$\dfrac{c_{u(\text{VST})}}{\sigma'_c} = 0.11 + 0.0037(PI)$ σ'_c = presión de preconsolidación	Se usa en suelo preconsolidado; precisión ±25%; no válida para arcillas sensitivas y fisuradas
Jamiolkowski *et al.* (1985)	$\dfrac{c_u}{\sigma'_c} = 0.23 \pm 0.04$	Para arcillas ligeramente preconsolidadas
Mesri (1989)	$\dfrac{c_u}{\sigma'_o} = 0.22$	
Bjerrum y Simons (1960)	$\dfrac{c_u}{\sigma'_o} = f(LI)$ LI = índice de liquidez	Ver la figura 7.31; para arcillas normalmente consolidadas
Ladd *et al.* (1977)	$\dfrac{\left(\dfrac{c_u}{\sigma'_o}\right)_{\text{preconsolidado}}}{\left(\dfrac{c_u}{\sigma'_o}\right)_{\text{normalmente consolidado}}} = (OCR)^{0.8}$ OCR = tasa de preconsolidación	

Problemas

7.1 Se llevó a cabo una prueba de corte directo en un espécimen de arena seca con un esfuerzo normal de 140 kN/m^2. La falla ocurrió bajo un esfuerzo cortante de 94.5 kN/m^2. El tamaño del espécimen probado fue de 50 mm × 50 mm × 25 mm (altura). Determine el ángulo de fricción ϕ. Para un esfuerzo normal de 84 kN/m^2, ¿qué fuerza cortante se requiere para ocasionar la falla en el espécimen?

7.2 El tamaño de un espécimen de arena en una prueba de corte directo fue de 50 mm × 50 mm × 30 mm (altura). Se sabe que, para la arena, $\tan \phi = 0.65/e$ (donde e = relación de vacíos) y que la densidad los sólidos $G_s = 2.65$. Durante la prueba se aplicó un esfuerzo normal de 140 kN/m^2. La falla ocurrió bajo un esfuerzo cortante de 105 kN/m^2. ¿Cuál fue el peso del espécimen de arena?

7.3 El ángulo de fricción de una arena seca compactada es de 38°. En una prueba de corte directo sobre la arena se aplicó un esfuerzo normal de 84 kN/m^2. El tamaño del espécimen fue de 50 mm × 50 mm × 30 mm (altura). ¿Qué fuerza cortante (en kN) ocasionará la falla?

7.4 Resuelva el problema 7.3 con los siguientes cambios:

ángulo de fricción = 37°

esfuerzo normal = 150 kN/m^2

7.5 A continuación se dan los resultados de cuatro pruebas de corte directo con drenaje sobre una arcilla normalmente consolidada:

diámetro del espécimen = 50 mm

altura del espécimen = 25 mm

Prueba No.	Fuerza normal (N)	Fuerza cortante en la falla (N)
1	271	120.6
2	406.25	170.64
3	474	204.1
4	541.65	244.3

Dibuje una gráfica del esfuerzo cortante en la falla *versus* el esfuerzo normal. Determine el ángulo de fricción drenado a partir de la gráfica.

7.6 La relación entre la compacidad relativa C_r y el ángulo de fricción ϕ de una arena se da como $\phi° = 25 + 0.18C_r$ (C_r en %). Una prueba triaxial drenada sobre la misma arena fue conducida en una cámara con presión de confinamiento de 105 kN/m^2. La compacidad relativa de compactación fue de 45%. Calcule el esfuerzo principal mayor en la falla.

7.7 Considere la prueba triaxial descrita en el problema 7.6.

a. Estime el ángulo que el plano de falla forma con el plano principal mayor.

b. Determine los esfuerzos normal y cortante (cuando falla el espécimen) sobre un plano que forma un ángulo de 30° con el plano principal mayor.

7.8 La envolvente de falla del esfuerzo efectivo de una arena se expresa como $\tau_f = \sigma'$ tan 41°. Se llevó a cabo una prueba triaxial drenada sobre la misma arena. El espécimen falló cuando el esfuerzo desviador alcanzó el valor de 400.5 kN/m^2. ¿Cuál fue la presión de confinamiento en la cámara durante la prueba?

7.9 Refiérase al problema 7.8.

a. Estime el ángulo que el plano de falla forma con el plano principal menor.

b. Determine el esfuerzo normal y el esfuerzo cortante sobre un plano que forma un ángulo de 35° con el plano principal menor.

7.10 Para una arcilla normalmente consolidada, los resultados de una prueba triaxial drenada son los siguientes:

presión de confinamiento en la cámara = 150 kN/m^2

esfuerzo desviador en la falla = 275 kN/m^2

Determine el ángulo de fricción del suelo ϕ.

7.11 Para una arcilla normalmente consolidada, $\phi = 25°$. En una prueba triaxial drenada, el espécimen falló bajo un esfuerzo desviador de 154 kN/m^2. ¿Cuál fue la presión de confinamiento σ_3 en la cámara?

7.12 Una prueba triaxial consolidada-drenada fue conducida sobre una arcilla normalmente consolidada. Los resultados fueron los siguientes:

$\sigma_3 = 276$ kN/m^2

$(\Delta\sigma_d)_f = 276$ kN/m^2

a. Encuentre el ángulo de fricción ϕ.

b. ¿Cuál es el ángulo θ que el plano de falla forma con el esfuerzo principal mayor?

c. Determine el esfuerzo normal σ' y el esfuerzo cortante τ_f sobre el plano de falla.

7.13 Refiérase al problema 7.12.

a. Determine el esfuerzo normal efectivo sobre el plano de esfuerzo cortante máximo.

b. Explique por qué la falla cortante tuvo lugar a lo largo del plano que se determinó en la parte (b) y no a lo largo del plano de esfuerzo cortante máximo.

7.14 Los resultados de dos pruebas triaxiales drenadas en una arcilla saturada son los siguientes:

Espécimen I: presión de confinamiento en la cámara = 69 kN/m^2
esfuerzo desviador en la falla = 213 kN/m^2

Espécimen II: presión de confinamiento en la cámara = 120 kN/m^2
esfuerzo desviador en la falla = 258.7 kN/m^2

Calcule los parámetros de la resistencia cortante del suelo.

7.15 Un suelo arenoso tiene un ángulo de fricción drenado de 36°. En una prueba triaxial drenada sobre el mismo suelo, el esfuerzo desviador en la falla fue de 268 kN/m^2. ¿Cuál fue la presión de confinamiento en la cámara?

7.16 Una prueba consolidada-no drenada fue conducida sobre un espécimen normalmente consolidado con una presión de confinamiento en la cámara de 140 kN/m^2. El espécimen falló cuando el esfuerzo desviador fue de 126 kN/m^2. La presión de poro del agua en el espécimen en ese momento fue de 76.3 kN/m^2. Determine los ángulos de fricción consolidada-no drenada y drenada.

7.17 Resuelva el problema 7.16 con los siguientes valores:

$\sigma_3 = 84$ kN/m^2

$(\Delta\sigma_d)_f = 58.7$ kN/m^2

$(\Delta u_d)_f = 39.2$ kN/m^2

7.18 La resistencia cortante de una arcilla normalmente consolidada se da por la ecuación $\tau_f = \sigma' \tan 28°$. Una prueba triaxial consolidada-no drenada fue conducida sobre la arcilla. Los resultados de la prueba fueron los siguientes:

presión de confinamiento en cámara = 105 kN/m^2

esfuerzo desviador en la falla = 97 kN/m^2

a. Determine el ángulo de fricción $\phi_{(cu)}$ consolidado-no drenado.
b. ¿Cuál es la presión de poro del agua desarrollada en el espécimen de arcilla en la falla?

7.19 Para el espécimen de arcilla descrito en el Problema 7.18, ¿cuál habría sido el esfuerzo desviador en la falla si se hubiese conducido una prueba drenada con la misma presión de confinamiento en cámara (es decir, $\sigma_3 = 105$ kN/m^2)?

7.20 Para un suelo de arcilla, se da $\phi = 28°$ y $\phi_{(cu)} = 18°$. Se condujo una prueba triaxial consolidada-no drenada sobre esta arcilla con una presión de confinamiento en cámara de 105 kN/m^2. Determine el esfuerzo desviador y la presión de poro del agua en la falla.

7.21 Durante una prueba triaxial consolidada-no drenada sobre un espécimen de suelo arcilloso, los esfuerzos principales menor y mayor en la falla fueron de 96 kN/m^2 y 187 kN/m^2, respectivamente. ¿Cuál será el esfuerzo axial en la falla si un espécimen similar es sometido a una prueba de compresión simple?

7.22 El ángulo de fricción ϕ de un espécimen de arcilla normalmente consolidada obtenido durante una exploración de campo se determinó en pruebas triaxiales drenadas igual a 22°. La resistencia a compresión simple q_u de un espécimen similar se encontró igual a 120 kN/m^2. Determine la presión de poro del agua en la falla para la prueba de compresión simple.

7.23 Resuelva el problema 7.22 con $\phi = 25°$ y $q_u = 121.5$ kN/m^2.

Referencias

Bishop, A. W., and Bjerrum, L. (1960). "The Revelance of the Triaxial Test to the Solution of Stability Problems," *Proceedings,* Research Conference on Shear Strenght of Cohesive Soils, ASCE, 437-501.

Bjerrum, L. (1974). "Problems of Soil Mechanics and Construction on Soft Clays," Norwegian Geotechnical Institute, *Publications No. 110,* Oslo.

Bjerrum, L., and Simons, N. E. (1960). "Compression of Shear Strength Characteristics of Normally Consolidated Clay," *Proceedings,* Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, ASCE, 711-726.

Black, D. K., and Lee, K. L. (1973). "Saturating Laboratory Samples by Back Pressure," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division,* ASCE, Vol. 99, No. SM1, 75-93.

Chandler, R. J. (1988). "The *in situ* Measurement of the Undrained Shear Strength of Clays Using the Field Vane," *STP 1014, Vane Shear Strength Testing in Soils: Field and Laboratory Studies,* ASTM, 13-44.

Coulomb, C. A. (1776). "Essai sur une application des regles de Maximums et Minimis á quelques Problemes de Statique, relatifs á l'Architecture," *Memoires de Mathematique et de Physique,* Présentés, á l'Academie Royale des Sciences, Paris, Vol. 3, 38.

Jamiolkowski, M., Ladd, C. C., Germaine, J. T., and Lancellotta, R. (1985). "New Developments in Field and Laboratory Testing of Soils," *Proceedings,* XIth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, Vol. 1, 57-153.

Ladd, C. C., Foote, R., Ishihara, K., Schlosser, F., and Poulos, H. G. (1977). "Stress Deformation and Strength Characteristics," *Proceedings,* 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, Vol. 2, 421-494.

Mesri, G. (1989). "A Re-evaluation of $S_{u(mob)} \approx 0.22\sigma_p$ Using Laboratory Shear Tests," *Canadian Geotechnical Journal,* Vol. 26, No. 1, 162-164.

Mohr, O. (1900). "Welche Umstände Bedingen die Elastizitätsgrenze und den Bruch eines Materiales?" *Zeitschrift des Vereines Deutscher Ingenieure,* Vol. 44, 1524-1530, 1572-1577.

Morris, P. M., and Williams, D. J. (1994). "Efective Stress Vane Shear Strength Correction Factor Correlations," *Canadian Geotechnical Journal,* Vol. 31, No. 3, 335-342.

Skempton, A. W. (1954). "The Pore Water Coefficients *A and B,*" *Geotechnique,* Vol. 4, 143-147.

Skempton, A. W. (1957). "Discussion: The Planning and Design of New Hong Kong Airport," *Proceedings,* Institute of Civil Engineers, London, Vol. 7, 305-307.

8

Exploración del subsuelo

El proceso de identificar los estratos de depósitos que subyacen a una estructura propuesta y sus características físicas se denomina generalmente *exploración del subsuelo,* cuyo propósito es obtener información que ayude al ingeniero en geotecnia en las siguientes tareas:

1. Seleccionar el tipo y profundidad de una cimentación adecuada para una estructura dada.
2. Evaluar la capacidad de carga de la cimentación.
3. Estimar el asentamiento probable de una estructura.
4. Determinar problemas potenciales de la cimentación (por ejemplo, suelo expansivo, suelo colapsable, rellenos sanitarios, etc.)
5. Determinar la posición del nivel del agua.
6. Predecir la presión lateral de tierra en estructuras tales como muros de retención, tablaestacas y cortes apuntalados.
7. Establecer métodos de construcción para condiciones cambiantes del subsuelo.

La exploración del subsuelo es necesaria también para construcciones y excavaciones en el subsuelo y puede ser requerida cuando se contemplan adiciones o alteraciones de estructuras existentes.

8.1 Programa de exploración del subsuelo

La exploración del subsuelo comprende varios pasos, incluidas la recolección de información preliminar, el reconocimiento y la investigación del sitio.

Recolección de la información preliminar

Debe obtenerse información relativa al tipo de estructura por construirse y acerca de su uso general. Para la construcción de edificios, se deben conocer las cargas aproximadas en columnas y su espaciamiento, el código de construcción local y requisitos de los sótanos. La construcción de puentes requiere la determinación de la longitud del claro y las cargas sobre estribos y pilas.

Una idea general de la topografía y del tipo de suelo por encontrarse cerca y alrededor del sitio propuesto se obtiene de las siguientes fuentes:

1. Mapas del U.S. Geological Survey.
2. Mapas del Geological Survey del gobierno del Estado.
3. Reportes de suelos de condados del Servicio de Conservación de Suelos del Departamento de Agricultura de Estados Unidos.
4. Mapas agronómicos publicados por los departamentos de Agricultura de diversos estados.
5. Información hidrológica publicada por el Cuerpo de Ingenieros de Estados Unidos, incluyendo los registros de flujos de corrientes, niveles altos de inundación, registros de mareas, etc.
6. Manuales sobre suelos del departamento de Carreteras publicados por varios estados.

La información recolectada de estas fuentes es sumamente útil para quienes planean una investigación del sitio. En algunos casos, se obtienen ahorros sustanciales por la anticipación de problemas que se presentan después en el programa de exploración.

Reconocimiento

El ingeniero debe siempre efectuar una inspección visual del sitio para obtener información acerca de las siguientes características:

1. La topografía general del sitio y la posible existencia de zanjas de drenaje, tiraderos abandonados o basura, u otros materiales. También, la evidencia de escurrimiento plástico en taludes y grietas profundas y anchas de contracción a intervalos espaciados regularmente es indicativo de suelos expansivos.
2. La estratificación del suelo en cortes profundos, como los hechos para la construcción de carreteras y vías férreas cercanas.
3. El tipo de vegetación en el sitio, que indica la naturaleza del suelo. Por ejemplo, una cubierta de mezquite en el centro de Texas indica la existencia de arcillas expansivas que llegan a causar posibles problemas en las cimentaciones.
4. Marcas altas de agua en edificios y estribos de puentes cercanos.
5. Niveles del agua freática, que se determinan por revisión de pozos cercanos.
6. Tipos de construcción cercana y existencia de grietas en muros u otros problemas.

La naturaleza de la estratificación y propiedades físicas del suelo cercano también se obtiene de reportes disponibles de exploración del subsuelo para estructuras existentes cercanas.

Investigación del sitio

La fase de investigación del sitio del programa de exploración consiste en planear, hacer barrenos de prueba y recolectar muestras de suelo a intervalos deseados para observaciones y pruebas de laboratorio subsecuentes. La profundidad mínima aproximada requerida de los barrenos debe predeterminarse; sin embargo, la profundidad puede cambiarse durante la operación de perforado, dependiendo del subsuelo encontrado. Para determinar la pro-

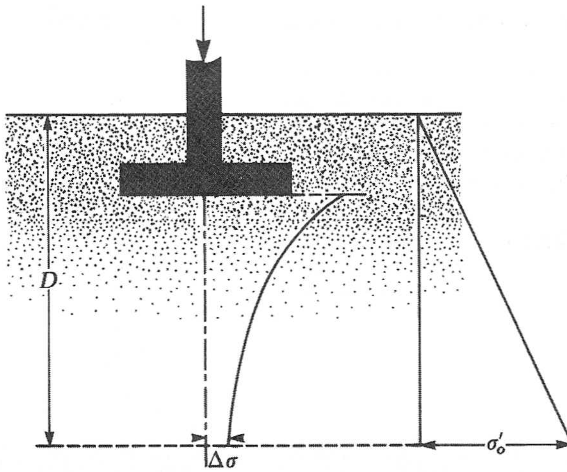


FIGURA 8.1 Determinación de la profundidad mínima de perforación.

fundidad mínima de barrenado para cimentaciones, los ingenieros usan las reglas establecidas por la Sociedad Estadunidense de Ingenieros Civiles* (1972):

1. Determine el incremento neto de esfuerzo, $\Delta\sigma$, bajo una cimentación con profundidad como muestra la figura 8.1. (Las ecuaciones generales para estimar el incremento de esfuerzo se dan en el capítulo 5.)
2. Estime la variación del esfuerzo vertical efectivo, σ'_o, con la profundidad.
3. Determine la profundidad, $D = D_1$ para la cual el incremento de esfuerzo $\Delta\sigma$ es igual a $(\frac{1}{10})\ q$ (q = esfuerzo neto estimado sobre la cimentación).
4. Determine la profundidad, $D = D_2$, a la que $\Delta\sigma/\sigma'_o = 0.05$.
5. A menos que se encuentre un lecho rocoso, la menor de las dos profundidades, D_1 y D_2, antes determinadas, es la profundidad mínima aproximada de perforación requerida.

Si se usan las reglas precedentes, las profundidades de perforación para un edificio con un ancho de 30 m serán aproximadamente las dadas en la tabla 8.1, de acuerdo con Sowers y Sowers (1970). Para hospitales y edificios de oficinas, ellos usan también la siguiente regla para determinar la profundidad de la perforación:

Tabla 8.1 Profundidades aproximadas de perforaciones para edificios con un ancho de 30 m.

No. de pisos	Profundidad de perforación (m)
1	3.5
2	6
3	10
4	16
5	24

* Nota técnica: ASCE (American Society of Civil Engineers)

Tabla 8.2 Separación aproximada de perforaciones.

Tipo de proyecto	Separación (m)
Edificio de varios niveles	10–30
Plantas industriales de un piso	20–60
Carreteras	250–500
Subdivisión residencial	250–500
Presas y diques	40–80

$$D_b = 3S^{0.7} \quad \text{(para edificios ligeros de acero o edificios estrechos de concreto)} \tag{8.1}$$

$$D_b = 6S^{0.7} \quad \text{(para edificios pesados de acero o edificios anchos de concreto)} \tag{8.2}$$

donde D_b = profundidad de la perforación (m)
S = número de pisos

Cuando se pretenden excavaciones profundas, la profundidad de la perforación debe ser por lo menos 1.5 veces la profundidad de la excavación.

Algunas veces las condiciones del subsuelo requieren que la carga de la cimentación sea transmitida al lecho rocoso. La profundidad mínima de perforación en el lecho rocoso es de aproximadamente 3 m. Si el lecho rocoso es irregular o está intemperizado, las perforaciones tienen que ser más profundas.

No existen reglas fijas para la separación de los barrenos. La tabla 8.2 proporciona algunas directrices generales. El espaciamiento se incrementa o disminuye, dependiendo de la condición del subsuelo. Si varios estratos de suelo son más o menos uniformes y predecibles, se necesitarán menos barrenos que en un estrato de suelo no homogéneo.

El ingeniero debe tomar en cuenta también el costo final de la estructura al tomar decisiones respecto a la extensión de la exploración de campo. El costo de la exploración debe ser en general de 0.1% a 0.5% del costo de la estructura.

8.2 Perforaciones exploratorias en el campo

Los barrenos en el suelo se efectúan por varios métodos, como la perforación con barrena, por lavado, por percusión y el sondeo rotatorio.

La *perforación con barrena* es el método más simple para efectuar sondeos de exploración. La figura 8.2 muestra dos tipos de barrenas manuales: la *de agujeros para postes* (o posteadora) y la *helicoidal*. Las barrenas manuales no se usan para excavaciones a más de 3 a 5 m; sin embargo, se usan para trabajos de exploración de suelos en algunas carreteras y estructuras pequeñas. Existen barrenas helicoidales eléctricas portátiles (30 a 75 mm de diámetro), adecuadas para perforaciones más profundas. Las muestras de suelo obtenidas en tales perforaciones son sumamente alteradas. En algunos suelos

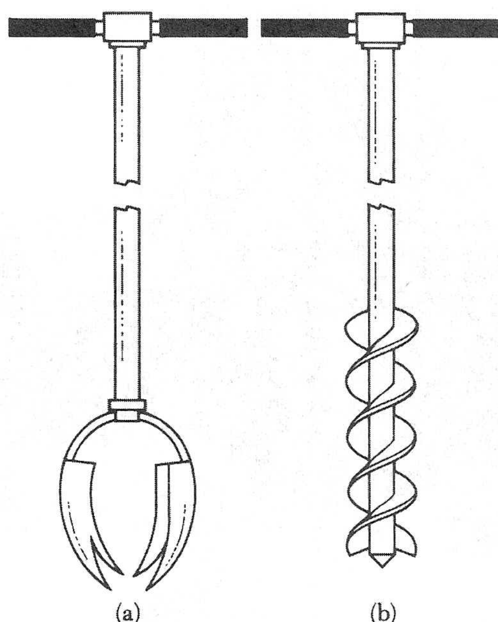


FIGURA 8.2 Herramientas de mano: (a) posteadora; (b) barrena helicoidal.

no cohesivos o suelos con baja cohesión, las paredes de los barrenos no son estables por sí mismas. En tales circunstancias, un tubo metálico se usa como *ademe* para impedir que el suelo se derrumbe.

Cuando se dispone de energía eléctrica, las *barrenas de raspado continuo* son probablemente las más idóneas para efectuar una perforación. La energía para efectuar la perforación se suministra desde torres de perforación montadas en camión o en tractor. De esta manera se efectúan fácilmente barrenos de hasta 60–70 m de profundidad. Las barrenas de raspado continuo existen en secciones de aproximadamente 1-2 m y pueden ser huecas o sólidas. Algunas de las barrenas sólidas comúnmente usadas tienen diámetros exteriores de 67 mm, 83 mm, 102 mm y 114 mm. Las barrenas huecas comercialmente disponibles tienen dimensiones de 64 mm de diámetro interior (DI) y 158 mm de diámetro exterior (DE), 70 mm de DI y 178 de DE, 76 mm de DI y 203 mm de DE, y 83 mm de DI y 229 mm de DE.

La punta de la barrena se conecta a una cabeza cortadora. Durante la perforación (figura 8.3), sección tras sección de barrena se agregan para aumentar la profundidad de la excavación. La hélice de la barrena lleva el suelo suelto desde el fondo del agujero a la superficie. El operador llega a detectar cambios en el tipo de suelo notando cambios en la velocidad y sonido del taladrado. Cuando se usan barrenas sólidas, éstas deben retirarse a intervalos regulares para obtener muestras del suelo y también para efectuar otras operaciones como la prueba de penetración estándar. Las barrenas huecas tienen una clara ventaja sobre las sólidas, ya que no tienen que ser retiradas frecuentemente para efectuar muestreos u otras pruebas. El exterior de la barrena hueca actúa como ademe. Un obturador o tapón removible está unido al fondo de la barrena por medio de un vástago central. Durante la perforación, el obturador debe ser extraído, manteniendo la ba-



FIGURA 8.3 Perforación con barrenas de raspado continuo (cortesía de Danny R. Anderson Consultants, El Paso, Texas).

rrena en su lugar y llevarse a cabo entonces el muestreo y las pruebas de penetración estándar. Cuando se usan barrenas huecas en suelos arenosos debajo del nivel freático, la arena debe ser empujada varios metros en el tubo de la barrena por el exceso de presión hidrostática inmediatamente después del retiro del obturador. En tales condiciones no debe usarse el obturador, más bien, el agua dentro del tubo hueco debe mantenerse a un nivel superior al del nivel freático.

El *sondeo de lavado* es otro método para efectuar perforaciones. En éste, un ademe de aproximadamente 2-3 m de largo se hinca en el terreno. El suelo dentro del ademe se retira entonces por medio de un trépano cortador unido a una barra perforadora. El agua es inyectada a través de la barra perforadora y sale a muy alta velocidad por los agujeros en el fondo del trépano (figura 8.4). El agua y las partículas desmenuzadas del suelo se elevan por el agujero taladrado y fluyen en la parte superior del ademe a través de una conexión en T. El agua de lavado se recoge en un recipiente. El ademe se extiende con partes adicionales según progresa el barrenado; sin embargo, esto no se requiere si el barreno permanece abierto y no se derrumba.

El *sondeo rotatorio* es un procedimiento por medio del cual trépanos rotatorios de perforación unidos al fondo de las barras perforadoras cortan y muelen el suelo y profundizan el barreno. El sondeo rotatorio se usa en arena, arcilla y roca (a menos que esté muy fisurada). Agua o *lodo de perforación* se inyecta a presión hacia abajo por las barras de perforación hasta los trépanos y el flujo de retorno lleva los recortes a la superficie. Con este procedimiento se hacen fácilmente barrenos con diámetros de entre

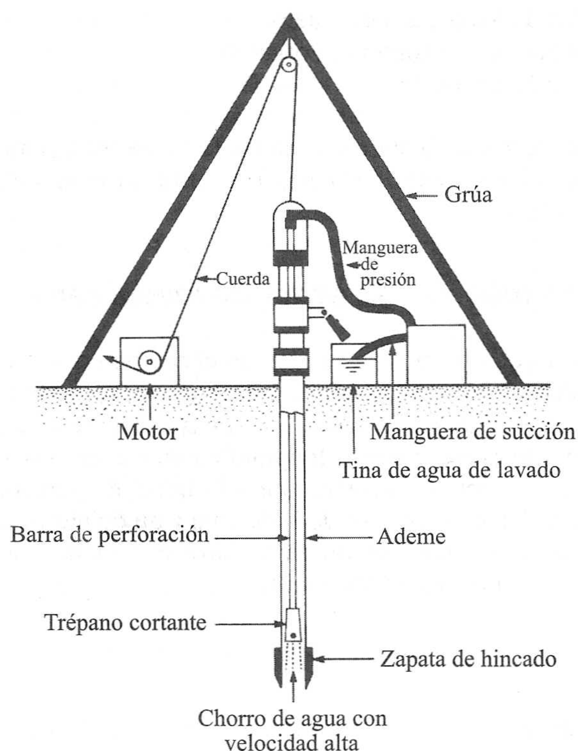


FIGURA 8.4 Perforación por inyección.

50 y 200 mm. El lodo de perforación es una lechada de agua y bentonita. Generalmente se usa cuando resulta probable que el suelo encontrado se desmorone. Cuando se requieren muestras de suelo, la barra perforadora se eleva y el trépano se reemplaza por un muestreador.

El *sondeo por percusión* es un método alternativo de excavar un barreno, particularmente a través de roca y suelo duro. Un trépano pesado de perforación se sube y baja para cortar el suelo duro. Las partículas de suelo recortado son llevadas a la superficie por circulación del agua. El sondeo por percusión llega a requerir ademe.

8.3 Procedimientos para muestreo del suelo

Dos tipos de muestras de suelo se obtienen durante la exploración del subsuelo: *alteradas* o *inalteradas*. Las muestras alteradas, pero representativas, generalmente se usan para los siguientes tipos de pruebas de laboratorio:

1. Análisis granulométrico.
2. Determinación de los límites líquido y plástico.

3. Densidad de los sólidos del suelo.
4. Determinación del contenido orgánico.
5. Clasificación del suelo.

Sin embargo, las muestras inalteradas de suelo no se usan para pruebas de consolidación, permeabilidad o resistencia al corte. Para estas pruebas deben obtenerse muestras de suelo inalteradas.

Muestreo con tubo muestreador de media caña

Los muestreadores de media caña se usan en el campo para obtener muestras de suelo generalmente alteradas pero son aún representativas. En la figura 8.5a se muestra una sección de *muestreador de media caña estándar*, consistente en una zapata de acero para hincado, un tubo de acero cortado longitudinalmente en dos y un cople en su parte superior. El cople conecta el muestreador a la barra de perforación. El penetrómetro estándar tiene un diámetro interior de 34.93 mm y un diámetro exterior de 50.8 mm; sin embargo, se dispone también de muestreadores con diámetros interior y exterior de hasta 63.5 mm y 76.2 mm, respectivamente.

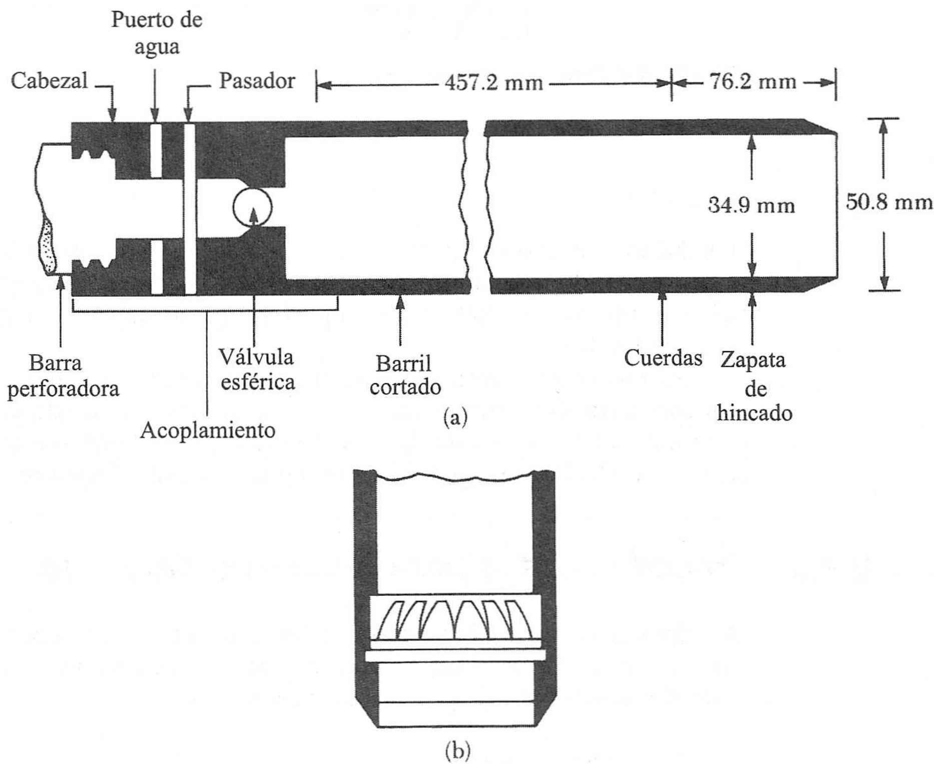


FIGURA 8.5 (a) Penetrómetro estándar; (b) receptor de núcleos con resorte.

Cuando un barreno se lleva hasta una profundidad predeterminada, las herramientas de perforación se retiran y el muestreador se baja al fondo del agujero barrenado. El muestreador se hinca en el suelo con golpes de martillo en la parte superior de la varilla de perforación. El peso estándar del martinete es de 62.3 N y en cada golpe el martinete tiene una altura de caída de 762 mm. El número de golpes requeridos para la penetración del muestreador de tres intervalos de 152.4 mm es registrado. El número de golpes requeridos para los dos últimos intervalos se suman para dar el *número de penetración estándar* a esa profundidad. A esta cifra se le llama generalmente el *valor N* (American Society for Testing and Materials, 1997, Designación D-1586). Luego se saca el muestreador, y la zapata y el cople también se retiran. La muestra de suelo recuperada del tubo se coloca entonces en una botella de vidrio y se transporta al laboratorio.

El grado de alteración de una muestra de suelo es usualmente expresado como

$$A_R\,(\%) = \frac{D_o^2 - D_i^2}{D_i^2}(100) \tag{8.3}$$

donde A_R = relación de área
D_o = diámetro exterior del tubo muestreador
D_i = diámetro interior del tubo muestreador

Cuando la relación de área es de 10% o menor, la muestra se considera generalmente como inalterada.

Las muestras con penetrómetro estándar se toman generalmente a intervalos de aproximadamente 1.5 m. Cuando el material encontrado en el campo es arena (particularmente arena fina debajo del nivel freático), la obtención de una muestra por medio del penetrómetro estándar resulta difícil. En tal caso, un dispositivo conocido como *extractor de núcleos de resorte* se coloca dentro del penetrómetro estándar (figura 8.5b).

Además de la obtención de muestras de suelos, las pruebas de penetración estándar proporcionan varias correlaciones útiles. Por ejemplo, la consistencia de los suelos arcillosos es con frecuencia estimada con el número *N* de penetración estándar, como muestra la

Tabla 8.3 Consistencia de arcillas y correlación aproximada con el número de penetración estándar *N*.

Número de penetración estándar, *N*	Consistencia	Resistencia a compresión simple, q_u (kN/m^2)
0–2	Muy blanda	0–25
2–5	Blanda	25–50
5–10	Rigidez media	50–100
10–20	Firme	100–200
20–30	Muy firme	200–400
> 30	Dura	>400

tabla 8.3. Sin embargo, las correlaciones para las arcillas requieren pruebas para verificar que las relaciones son válidas para el depósito de arcilla bajo consideración.

La literatura técnica contiene muchas correlaciones entre el número de penetración estándar y la resistencia cortante c_u no drenada de la arcilla. Con base en los resultados de pruebas triaxiales no drenadas llevadas a cabo en arcillas insensitivas, Stroud (1974) sugirió que

$$c_u = KN \tag{8.4}$$

donde K = constante = 3.5–6.5 kN/m²
N = número de penetración estándar obtenido en el campo

El valor promedio de K es aproximadamente 4.4 kN/m². Hara y otros (1971) también sugirieron que

$$c_u\,(\text{kN/m}^2) = 29N^{0.72} \tag{8.5}$$

La tasa de preconsolidación, *OCR*, de un depósito natural de arcilla también es correlacionada con el número de penetración estándar. Fundamentado en el análisis de regresión de 110 puntos de una base de datos experimentales, Mayne y Kemper (1988) obtuvieron la relación

$$OCR = 0.193\left(\frac{N}{\sigma'_o}\right)^{0.689} \tag{8.6}$$

donde σ'_o = esfuerzo efectivo vertical (MN/m²).

Es importante señalar que cualquier correlación entre c_u y N es sólo aproximada. La sensitividad S_t de suelos arcillosos juega también un rol importante en el valor real de N obtenido en campo. La figura 8.6 muestra una gráfica de $N_{(\text{medido})}/N_{(\text{en } S_t = 1)}$ *versus* S_t según lo predicho por Schmertmann (1975).

En suelos granulares, el valor de N es afectado por la presión efectiva de sobrecarga, σ'_o. Por esa razón, el valor N obtenido en una exploración de campo bajo diferentes presiones efectivas de sobrecarga debe ser cambiado para corresponder a un valor estándar de σ'_o;es decir,

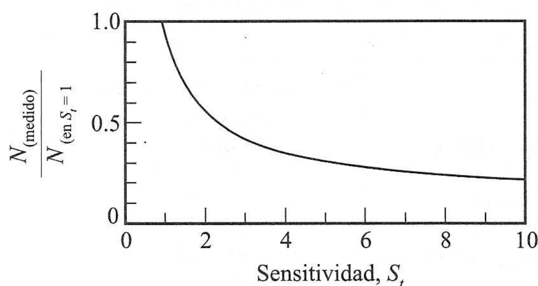


FIGURA 8.6 Variación de $N_{(\text{medido})} / N_{(\text{en } S_t = 1)}$ con S_t de arcillas (según Schmertmann, 1975).

Tabla 8.4 Relaciones empíricas para C_N (*Nota:* σ'_o está en kN/m²).

Fuente	C_N
Liao y Whitman (1986)	$9.78\sqrt{\dfrac{1}{\sigma'_o}}$
Skempton (1986)	$\dfrac{2}{1 + 0.01\sigma'_o}$
Seed *et al.* (1975)	$1 - 1.25\log\left(\dfrac{\sigma'_o}{95.6}\right)$
Peck *et al.* (1974)	$0.77\log\left(\dfrac{1912}{\sigma'_o}\right)$ para $\sigma'_o \geq 25$ kN/m²

$$N_{cor} = C_N N_F \tag{8.7}$$

donde N_{cor} = valor N corregido a un valor estándar de σ'_o (95.6 kN/m²)
C_N = factor de corrección
N_F = valor N obtenido en campo

Varias relaciones empíricas se han propuesto para C_N y algunas se dan en la tabla 8.4. Las más comúnmente citadas son las dadas por Liao y Whitman (1986), y Skempton (1986).

En la tabla 8.5 se da una relación aproximada entre el número de penetración estándar corregido y la compacidad relativa de la arena. Esos valores son aproximados, principalmente porque la presión efectiva de sobrecarga y la historia del esfuerzo del

Tabla 8.5 Relación entre los valores N corregidos y la compacidad relativa en arenas.

Número de penetración estándar, N_{cor}	**Compacidad relativa aproximada, C_r (%)**
0–5	0–5
5–10	5–30
10–30	30–60
30–50	60–95

suelo influyen considerablemente en los valores N_F de la arena. Un extenso estudio realizado por Marcuson y Bieganousky (1977) produjo la relación empírica

$$C_r(\%) = 11.7 + 0.76(222N_F + 1600 - 7.68\sigma'_o - 50C_u^2)^{0.5} \tag{8.8}$$

donde C_r = compacidad relativa
N_F = número de penetración estándar en el campo
σ'_o = presión de sobrecarga efectiva (kN/m²)
C_u = coeficiente de uniformidad de la arena

El ángulo *pico* de fricción ϕ de suelos granulares fue correlacionado con el número de penetración estándar por Peck, Hanson y Thornburn (1974). Ellos dieron una correlación entre N_{cor} y ϕ en forma gráfica, que es aproximada por (Wolff, 1989).

$$\phi(\text{grados}) = 27.1 + 0.3\ N_{cor} - 0.00054N_{cor}^2 \tag{8.9}$$

Schmertmann (1975) dio una correlación entre N_F, σ'_o y ϕ, que se muestra en la figura 8.7. La correlación es aproximada por (Kulhawy y Mayne, 1990).

$$\phi = \tan^{-1}\left[\frac{N_F}{12.2 + 20.3\left(\dfrac{\sigma'_o}{p_a}\right)}\right]^{0.34} \tag{8.10}$$

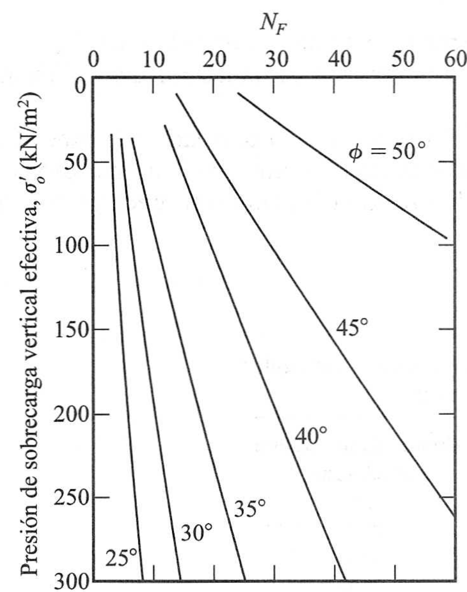


FIGURA 8.7 Correlación de Schmertmann (1985) entre N_F, σ'_o y ϕ para suelos granulares.

donde N_F = número de penetración estándar en campo
σ'_o = presión de sobrecarga efectiva
p_a = presión atmosférica en las mismas unidades que σ'_o
ϕ = ángulo de fricción del suelo

Más recientemente, Hatanaka y Uchida (1996) dieron una simple correlación entre ϕ y N_{cor} (figura 8.8), que se expresa como

$$\phi = \sqrt{20N_{cor}} + 20 \tag{8.11}$$

Cuando los valores de la resistencia a la penetración estándar son usados en las correlaciones anteriores para estimar los parámetros del suelo, deben tenerse presentes las siguientes observaciones:

1. Las ecuaciones son aproximadas y de carácter empírico.
2. Debido a que el suelo no es homogéneo, los valores de N_F obtenidos en un barreno varían ampliamente.
3. En depósitos de suelo que contienen grandes boleos y grava, los números de penetración estándar son erráticos y de poca confianza.

Aunque aproximada, con una correcta interpretación, la prueba de penetración estándar da una buena evaluación de las propiedades de los suelos. Las principales fuentes de error en las pruebas de penetración estándar son una limpieza inadecuada del barreno, un conteo descuidado del número de golpes, un golpeteo excéntrico del martinete sobre la barra de perforar y un mantenimiento inadecuado del nivel del agua en el barreno.

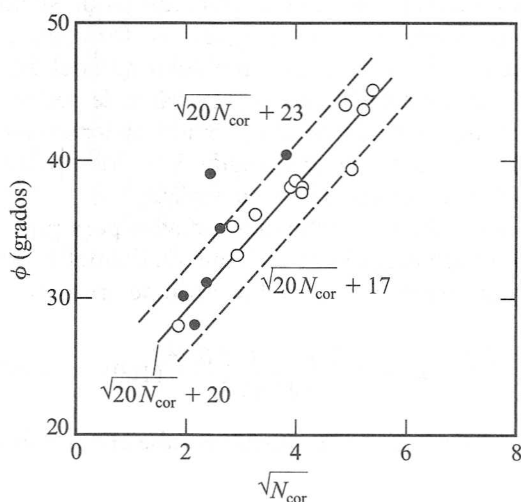


FIGURA 8.8 Resultados de prueba de laboratorio de Hatanaka y Uchida (1996) para la correlación entre ϕ y $\sqrt{N_{cor}}$.

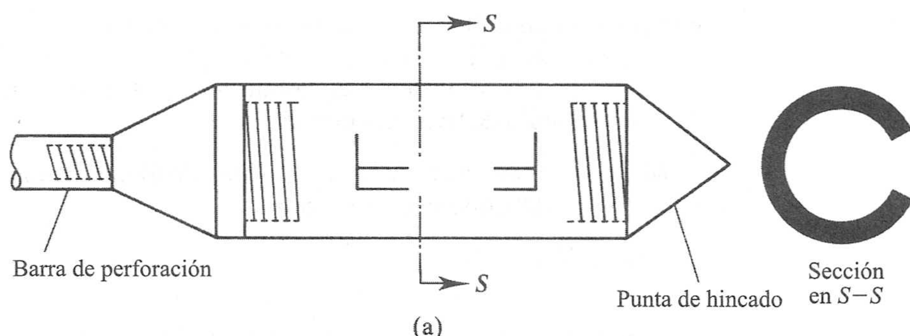


FIGURA 8.9 Accesorios de muestreo: (a) cucharón raspador; (b) tubo de pared delgada; (c) y (d) muestreador de pistón.

Cucharón raspador

Cuando los depósitos de suelos están constituidos por arena mezclada con guijarros (o grava fina), la obtención de muestras por medio de cuchara partida con un captador de núcleos de resorte, a veces no es posible debido a que los guijarros impiden que los resortes se cierren. En tales casos, se usa un cucharón rascador para obtener muestras inalteradas representativas (figura 8.9a). El cucharón rascador tiene una punta de hincado y se une a una barra perforadora. El muestreador es hincado y girado en el suelo y el suelo lateral desprendido cae en el cucharón.

Tubo de pared delgada

Los tubos de pared delgada son llamados a veces *tubos Shelby;* están hechos de acero sin costura y se usan comúnmente para obtener muestras de suelos arcillosos inalterados. Los muestreadores de tubos de pared delgada usados comúnmente tienen diámetros exteriores de 50.8 mm y 76.2 mm. El extremo del fondo del tubo está afilado. Los tubos se unen a barras de perforación (figura 8.9b). La barra de perforación con el muestreador unido es bajado al fondo de la perforación y el muestreador se hinca en el suelo. La muestra de suelo dentro del tubo es entonces extraída. Los dos extremos del muestreador son sellados y éste se envía al laboratorio para su análisis.

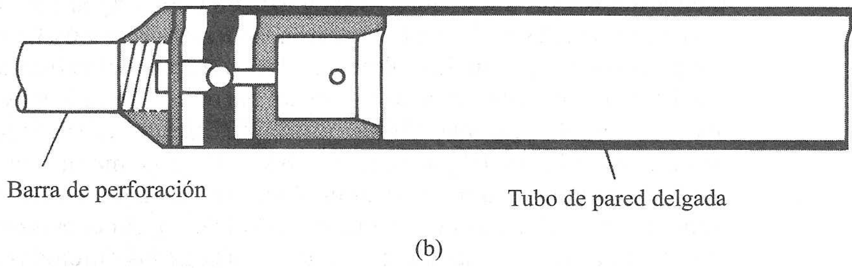
Las muestras obtenidas de esta manera se usan para pruebas de corte o de consolidación. Un tubo de pared delgada de 50.8 mm de diámetro exterior tiene un diámetro interior de aproximadamente 47.63 mm. La razón de área es

$$A_R(\%) = \frac{D_o^2 - D_i^2}{D_i^2}(100) = \frac{(50.8)^2 - (47.63)^2}{(47.63)^2}(100) = 13.75\%$$

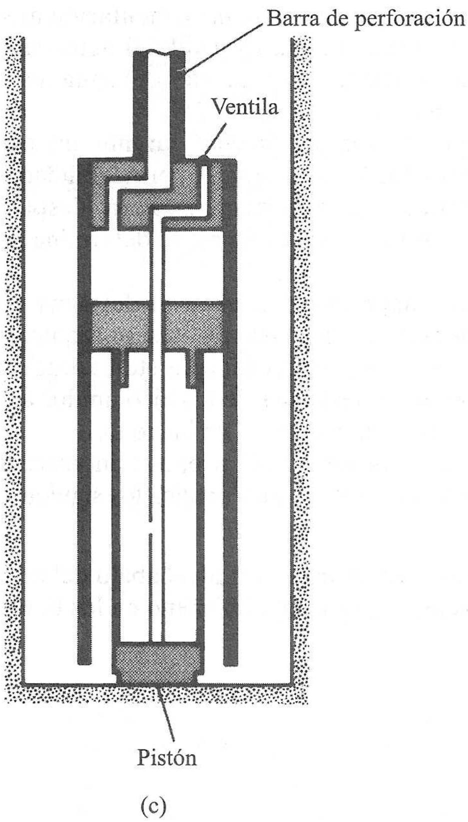
El incremento en los diámetros de las muestras sube el costo de obtención de éstas.

Muestreador de pistón

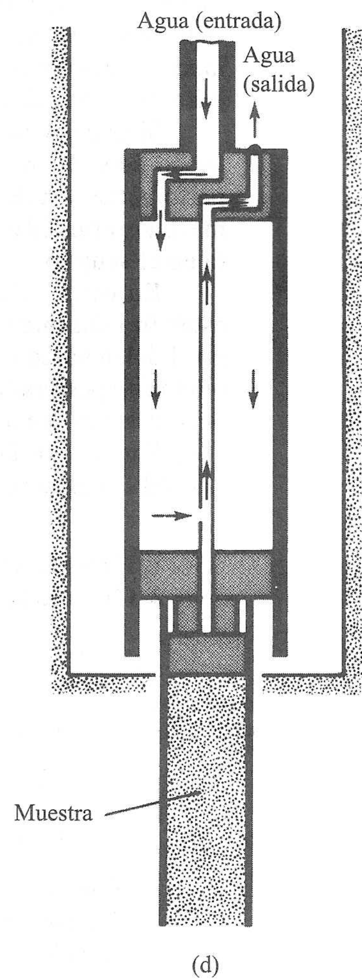
Cuando las muestras inalteradas de suelo son muy blandas o mayores que 76.2 mm de diámetro, tienden a salirse del muestreador. Los muestreadores de pistón son particular-



(b)



(c)



(d)

FIGURA 8.9 (Continuación.)

mente útiles bajo tales condiciones y existen varios tipos; sin embargo, el propuesto por Osterberg (1952) es el más útil (véanse las figuras 8.9c y d). Consiste en un tubo de pared delgada con un pistón. Inicialmente, el pistón cierra el extremo del tubo de pared delgada. El muestreador se baja al fondo del barreno (figura 8.9c) y el tubo se hinca hidráulicamente en el suelo más allá del pistón. La presión es entonces liberada a través de un agujero en la barra del pistón (figura 8.9d). En gran medida, la presencia del pistón impide la distorsión de la muestra al no dejar que el suelo se aplaste muy rápidamente en el tubo muestreador y al no admitir suelo adicional. En consecuencia, las muestras obtenidas de esta manera quedan menos alteradas que las obtenidas con los tubos Shelby.

8.4 Observación de los niveles de agua

La presencia de un nivel de agua cerca de una cimentación afecta considerablemente la capacidad de carga y su asentamiento. El nivel del agua cambia estacionalmente. En muchos casos es necesario establecer los niveles del agua más alto y más bajo posibles durante la vida de un proyecto.

Si se encuentra agua en una perforación durante una exploración de campo, este hecho debe ser registrado. En suelos con alta permeabilidad, el nivel del agua en una perforación se estabilizará aproximadamente 24 horas después de terminada esta última. La profundidad del nivel del agua entonces se determina bajando una cadena o cinta en el agujero.

En capas altamente impermeables, el nivel del agua en una perforación no se estabiliza durante varias semanas. En tales casos, si se requieren mediciones exactas del nivel del agua, se usa un *piezómetro*, el cual consiste básicamente en una piedra porosa o un tubo perforado con tubos verticales de plástico unidos a él. La figura 8.10 muestra la colocación general de un piezómetro en un barreno.

Para suelos limosos, Hvorslev (1949) propuso un procedimiento para determinar el nivel del agua (véase la figura 8.11) que implica los siguientes pasos:

1. Extraiga agua del barreno hasta un nivel abajo del nivel freático estimado.
2. Observe los niveles del agua en el barreno en los tiempos:

$$t = 0$$

$$t = t_1$$

$$t = t_2$$

$$t = t_3$$

   Note que $t_1 - 0 = t_1 - t_2 = t_2 - t_3 = \Delta t$.
3. Calcule Δh_1, Δh_2 y Δh_3 (véase figura 8.11).
4. Calcule

$$h_0 = \frac{\Delta h_1^2}{\Delta h_1 - \Delta h_2} \tag{8.12a}$$

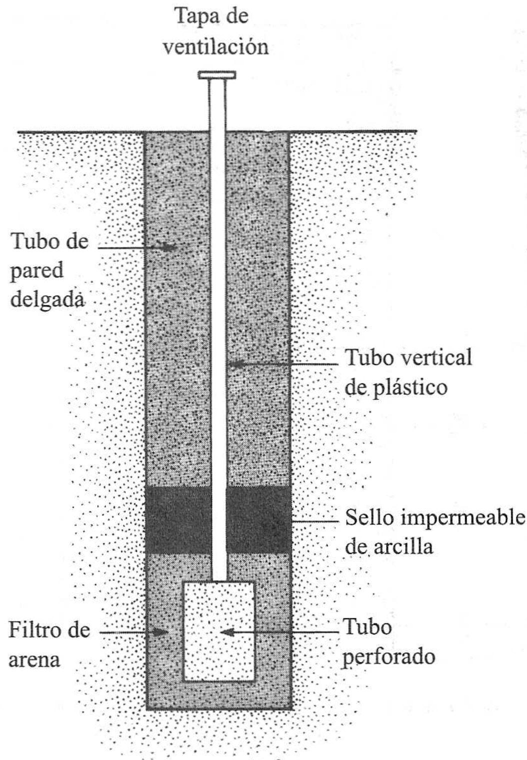


FIGURA 8.10 Piezómetro de piedra porosa tipo Casagrande.

$$h_2 = \frac{\Delta h_2^2}{\Delta h_1 - \Delta h_2} \tag{8.12b}$$

$$h_3 = \frac{\Delta h_3^2}{\Delta h_2 - \Delta h_3} \tag{8.12c}$$

5. Grafique h_0, h_2 y h_3 arriba de los niveles de agua observados en los tiempos $t = 0$, t_2, y t_3, respectivamente, para determinar el nivel final del agua en el barreno.

EJEMPLO 8.1

Refiérase a la figura 8.11. Para un barreno, $h_w + h_0 = 9.5$ m,

$\Delta t = 24$ hr

$\Delta h_1 = 0.9$ m

$\Delta h_2 = 0.70$ m

$\Delta h_3 = 0.54$ m

Haga los cálculos necesarios y localice el nivel del agua.

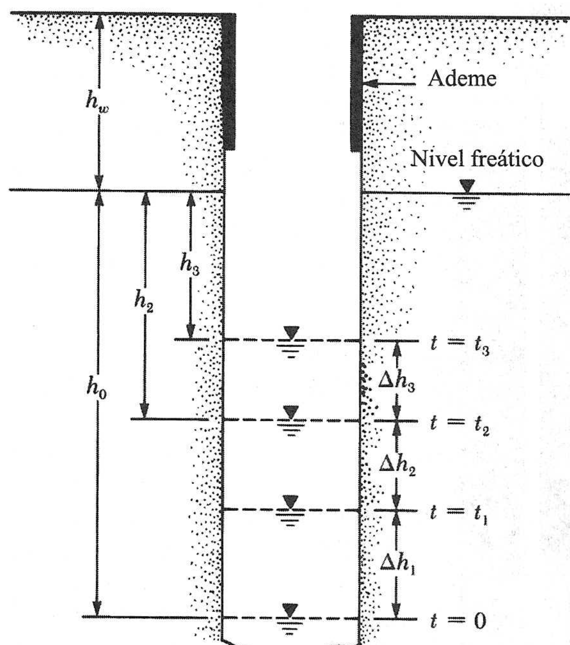


FIGURA 8.11 Determinación de los niveles del agua [ecuación (8.12)].

Solución Usando la ecuación (8.12), tenemos

$$h_0 = \frac{\Delta h_1^2}{\Delta h_1 - \Delta h_2} = \frac{0.9^2}{0.9 - 0.70} = 4.05 \text{ m}$$

$$h_2 = \frac{\Delta h_2^2}{\Delta h_1 - \Delta h_2} = \frac{0.70^2}{0.9 - 0.70} = 2.45 \text{ m}$$

$$h_3 = \frac{\Delta h_3^2}{\Delta h_2 - \Delta h_3} = \frac{0.54^2}{0.70 - 0.54} = 1.82 \text{ m}$$

■

La figura 8.12 muestra una gráfica de los cálculos anteriores y de los niveles de agua estimados. Note que $h_w = 5.5$ m.

8.5 Prueba de corte con veleta

La prueba de corte con veleta (ASTM D-2573) se usa durante la operación de barrenado para determinar *in situ* la resistencia de corte no drenada, c_u, de suelos arcillosos, particularmente de arcillas blandas. El aparato de corte con veleta consta de cuatro paletas en el extremo de una varilla, como muestra la figura 8.13. La altura h de la veleta es de dos veces su diámetro d. La veleta puede ser rectangular o ahusada (véase la figura

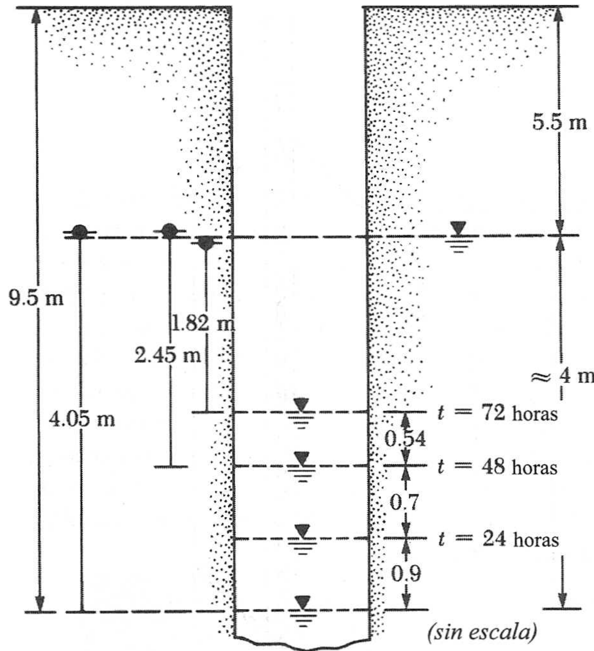


FIGURA 8.12

8.13). Las dimensiones de las veletas usadas en el campo están dadas en la tabla 8.6. Las paletas del aparato son empujadas en el suelo al fondo de un barreno sin alterar apreciablemente el suelo. Se aplica un torque en la parte superior de la barra para hacer girar las paletas con una velocidad de 0.1°/s. Esta rotación inducirá la falla en un suelo de forma cilíndrica que rodea a las paletas. Se mide el torque T máximo aplicado que causa la falla. Note que

$$T = f(c_u, h \text{ y } d) \tag{8.13}$$

o

$$c_u = \frac{T}{K} \tag{8.14}$$

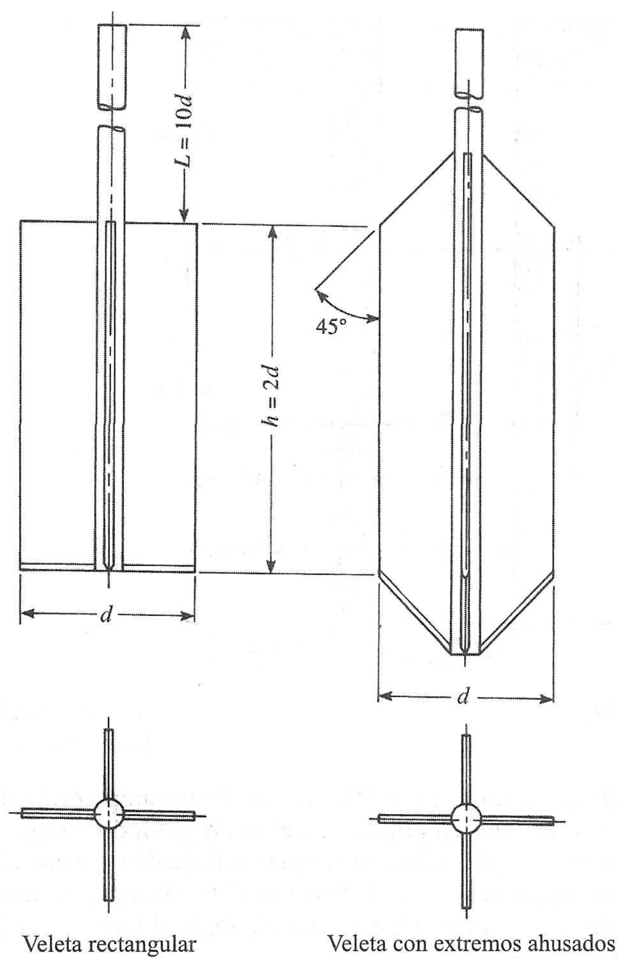
donde T está en N · m y c_u está en kN/m²

K = una constante cuya magnitud depende de la dimensión y forma de la veleta

$$K = \left(\frac{\pi}{10^6}\right)\left(\frac{d^2h}{2}\right)\left(1 + \frac{d}{3h}\right) \tag{8.15}$$

donde d = diámetro de la veleta (cm)

h = altura medida de la veleta (cm)



Veleta rectangular Veleta con extremos ahusados

FIGURA 8.13 Geometría de una veleta de campo (según la ASTM, 1997).

Tabla 8.6 Dimensiones recomendadas por la ASTM para veletas de campo*.

Tamaño del aparato	Diámetro, d (mm)	Altura, h (mm)	Espesor de la hoja (mm)	Diámetro de la barra (mm)
AX	38.1	76.2	1.6	12.7
BX	50.8	101.6	1.6	12.7
NX	63.5	127.0	3.2	12.7
101.6 mm†	92.1	184.1	3.2	12.7

* La selección del tamaño de la veleta está directamente relacionada con la consistencia del suelo que se está probando; es decir, entre más blando el suelo, mayor debe ser el diámetro de la veleta.
† Diámetro interior.

Si $h/d = 2$, la ecuación (8.15) da

$$K = 366 \times 10^{-8} \underset{\substack{\uparrow \\ \text{(cm)}}}{d^3} \tag{8.16}$$

Las pruebas de corte con veleta en campo son moderadamente rápidas y económicas, y se usan ampliamente en programas de exploración de suelos en campo. La prueba da buenos resultados en arcillas blandas y medio firmes, y es también una excelente prueba para determinar las propiedades de las arcillas sensitivas.

Son fuentes de errores significativos en la prueba de corte con veleta en campo: una pobre calibración del torque aplicado y paletas dañadas. Otros errores pueden provocarse si la velocidad de rotación de las paletas no es controlada apropiadamente.

La resistencia cortante con veleta en campo también se correlaciona con la presión de preconsolidación y la tasa de preconsolidación de la arcilla. Usando 343 puntos de una base de datos experimentales, Mayne y Mitchell (1988) obtuvieron la siguiente relación empírica para estimar la presión de preconsolidación de un depósito natural de arcilla:

$$\sigma'_c = 7.04[c_{u(\text{campo})}]^{0.83} \tag{8.17}$$

donde σ'_c = presión de preconsolidación (kN/m^2)
$c_{u(\text{campo})}$ = resistencia al corte de veleta en campo (kNm^2)

Mayne y Mitchell también mostraron que la tasa de preconsolidación (OCR) se correlaciona con $c_{u(\text{campo})}$ por

$$OCR = \beta \frac{c_{u(\text{campo})}}{\sigma'_o} \tag{8.18a}$$

donde σ'_o = presión de sobrecarga efectiva

$$\beta = 22(PI)^{-0.48} \tag{8.18b}$$

PI = índice de plasticidad

8.6 Prueba de penetración de cono

La prueba de penetración de cono (CPT), conocida originalmente como la prueba de penetración de cono holandés, es un método versátil de sondeo que se usa para determinar los materiales presentes en un perfil de suelo y estimar sus propiedades ingenieriles. Esta prueba es también llamada de *penetración estática* y no son necesarios los barrenos para llevarla a cabo. En la versión original, un cono a 60° con área en su base de 10 cm^2 era empujado en el terreno a una tasa constante de aproximadamente 20 mm/s y se medía la resistencia a la penetración (llamada la resistencia de punta).

Los penetrómetros de cono actualmente en uso miden a) *la resistencia de cono,* q_c,

a la penetración desarrollada por el cono, que es igual a la fuerza vertical aplicada al cono dividida entre su área horizontal proyectada y b) la *resistencia por fricción, f_c,* que es la resistencia medida por un manguito situado arriba del cono con el suelo local rodeándolo. La resistencia por fricción es igual a la fuerza vertical aplicada al manguito dividida entre su área superficial, en realidad la suma de la fricción y la adhesión.

Generalmente, dos tipos de penetrómetros se usan para medir q_c y f_c.

1. *Penetrómetro de cono de fricción mecánica* (figura 8.14). En este caso, la punta del penetrómetro está conectada a un conjunto de barras internas. La punta es primero empujada aproximadamente 40 mm, dando la resistencia del cono. Con un empuje adicional, la punta acciona la fricción del manguito. Conforme la barra interior avanza, la fuerza en la barra es igual a la suma de la fuerza vertical sobre el cono y el manguito. Restando la fuerza sobre el cono se obtiene la resistencia lateral.

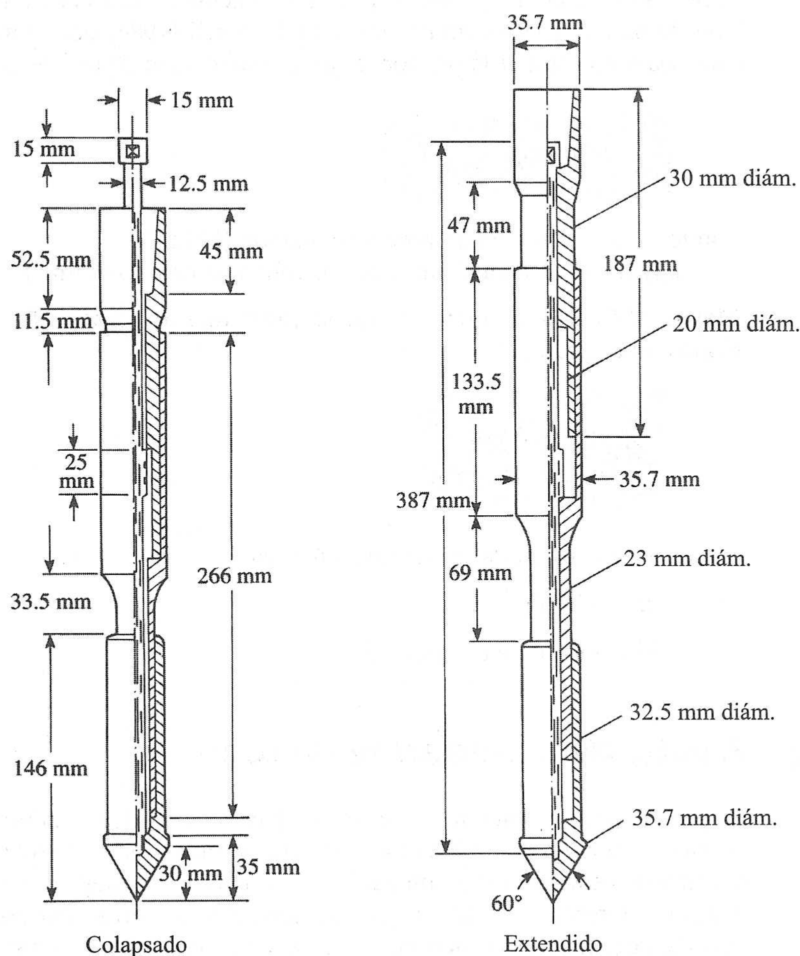


FIGURA 8.14 Penetrómetro de cono eléctrico de fricción (según la ASTM, 1997).

2. *Penetrómetro de cono eléctrico de fricción* (figura 8.15). En este caso la punta está unida a un grupo de barras de acero. La punta se empuja en el terreno a razón de 20 mm/s. Alambres de los transductores se pasan por el centro de las barras y dan en forma continua las resistencias de cono y lateral.

La figura 8.16 muestra los resultados de pruebas de penetrómetros en un perfil de suelo con medición de la fricción por medio de un penetrómetro de cono mecánico de fricción y de un penetrómetro de cono eléctrico de fricción.

Varias correlaciones útiles para estimar las propiedades de suelos encontrados durante un programa de exploración han sido desarrolladas para la resistencia de cono, q_c, y la razón de fricción, F_r, obtenidas en las pruebas de penetración de cono. La razón de fricción F_r, se define como

$$F_r = \frac{\text{resistencia por fricción}}{\text{resistencia de cono}} = \frac{f_c}{q_c} \tag{8.19}$$

Lancellotta (1983) y Jamiolkowski y otros (1985) mostraron que la compacidad relativa C_r de una arena normalmente consolidada y q_c se correlacionan por

$$C_r(\%) = A + B \log_{10}\left(\frac{q_c}{\sqrt{\sigma'_o}}\right) \tag{8.20}$$

donde A, B = constantes

σ'_o = esfuerzo vertical efectivo

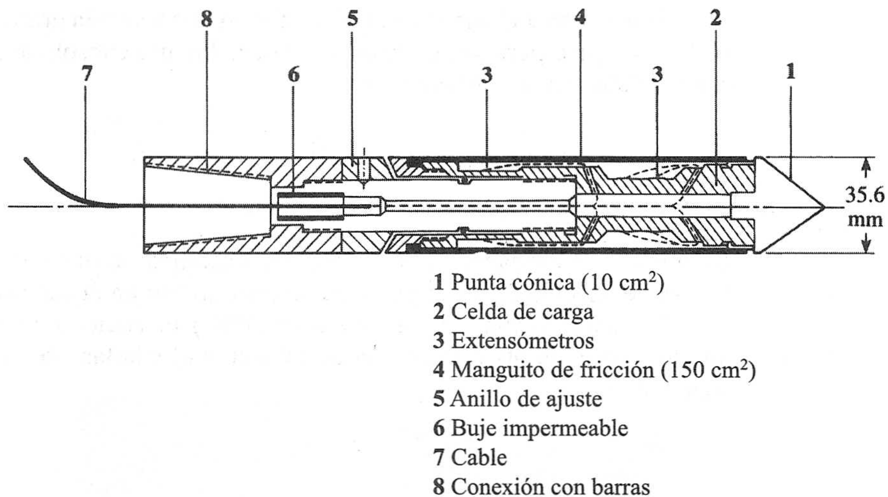


FIGURA 8.15 Penetrómetro de cono eléctrico de fricción (según la ASTM, 1997).

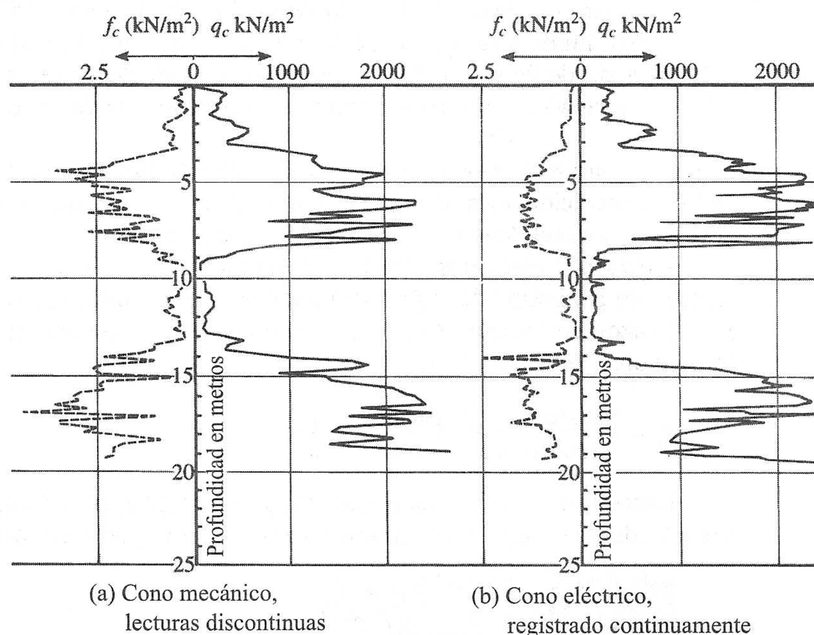


FIGURA 8.16 Pruebas de penetrómetro con medición de la fricción (según Ruiter, 1971).

Los valores de A y B son -98 y 66, respectivamente, y q_c y σ'_o están en toneladas métricas/m².

Baldi y otros (1982), y Robertson y Campanella (1983), recomendaron también una relación empírica entre el esfuerzo vertical efectivo (σ'_o), la compacidad relativa (C_r), y q_c para *arena normalmente consolidada*, como muestra la figura 8.17.

Robertson y Campanella (1983) dieron una relación gráfica entre σ'_o, q_c y el ángulo de fricción pico para arena de cuarzo normalmente consolidada. La relación se expresa como (Kullhawy and Mayne, 1990)

$$\phi = \tan^{-1}\left[0.1 + 0.38 \log\left(\frac{q_c}{\sigma'_o}\right)\right] \tag{8.21}$$

Robertson y Campanella (1983) también encontraron una correlación general entre q_c, la tasa de fricción F_r, y el tipo de suelo encontrado en el campo (figura 8.18).

De acuerdo con Mayne y Kemper (1988), en suelo arcilloso la resistencia de corte no drenada c_u, la presión de preconsolidación σ'_c y la tasa de preconsolidación se correlacionan por

$$\frac{c_u}{\sigma'_o} = \left(\frac{q_c - \sigma_o}{\sigma'_o}\right)\frac{1}{N_K} \tag{8.22}$$

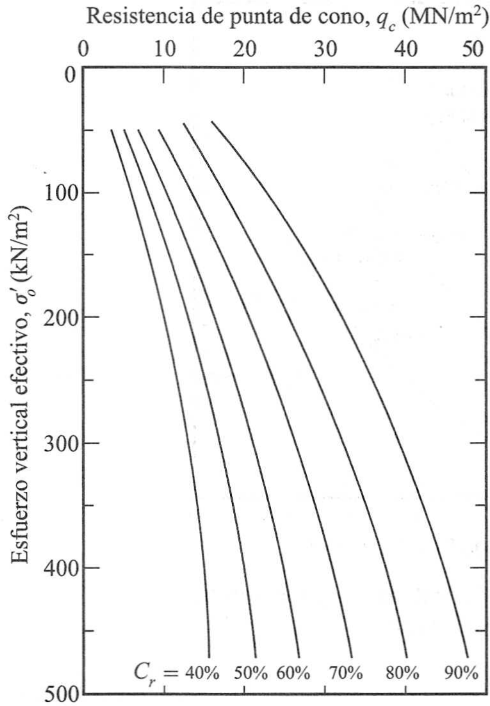


FIGURA 8.17 Variación de q_c, σ'_o y C_r para arena de cuarzo normalmente consolidada (según Baldi y otros, 1982, y Robertson y Campanella, 1983).

o bien

$$c_u = \frac{q_c - \sigma_o}{N_K} \tag{8.22a}$$

donde N_K = factor de capacidad de carga ($N_K = 15$ para cono eléctrico y $N_K = 20$ para cono mecánico)

σ_o = esfuerzo vertical *total*

σ'_o = esfuerzo vertical efectivo

Unidades consistentes de c_u, σ_o, σ'_o y q_c deben usarse con la ecuación (8.22):

$$\underset{(\text{MN/m}^2)}{\sigma'_c} = 0.243(\underset{(\text{MN/m}^2)}{q_c})^{0.96} \tag{8.23}$$

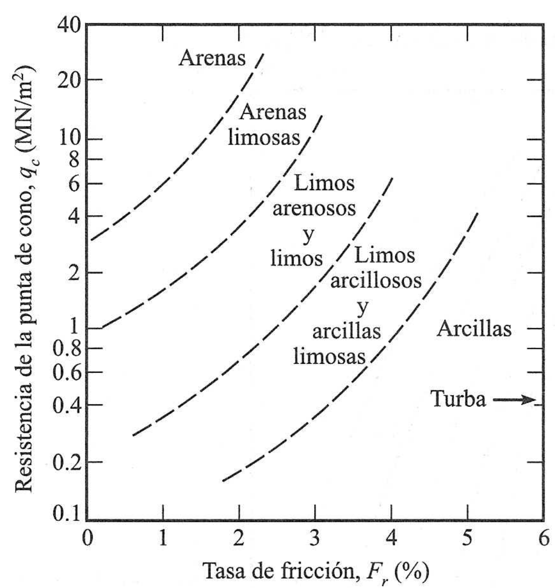


FIGURA 8.18 Correlación de Robertson y Campanella (1983) para q_c, F_r y el tipo de suelo.

y

$$OCR = 0.37\left(\frac{q_c - \sigma_o}{\sigma'_o}\right)^{1.01} \tag{8.24}$$

donde σ_o y σ'_o son los esfuerzos total y efectivo, respectivamente.

8.7 Prueba del presurímetro (PMT)

La prueba del presurímetro es una prueba *in situ* conducida en un barreno, originalmente desarrollada por Menard (1956) para medir la resistencia y deformabilidad de un suelo. Ha sido adoptada por la ASTM con la Designación de Prueba 4719 y consiste esencialmente en un probador (tipo sonda) con tres celdas, de las cuales la superior y la inferior son *celdas de guarda* y la intermedia es la *celda de medición,* como muestra esquemáticamente la figura 8.19a. La prueba se conduce en un agujero perforado previamente, que debe tener un diámetro de entre 1.03 y 1.2 veces el diámetro nominal del probador. El probador más usado tiene un diámetro de 58 mm y una longitud de 420 mm. Las celdas del probador pueden expandirse por medio de un líquido o un gas. Las celdas de guarda son expandidas para reducir el efecto de la condición de extremo sobre la celda de medición que tiene un volumen, V_o, de 535 cm³. En la tabla 8.7 se dan las dimensiones para el diámetro del probador y para el diámetro del barreno recomendadas por la ASTM.

Para llevar a cabo una prueba, se mide el volumen, V_o, de la celda de medición y el probador se inserta en el barreno. Se aplica presión en incrementos y se mide la

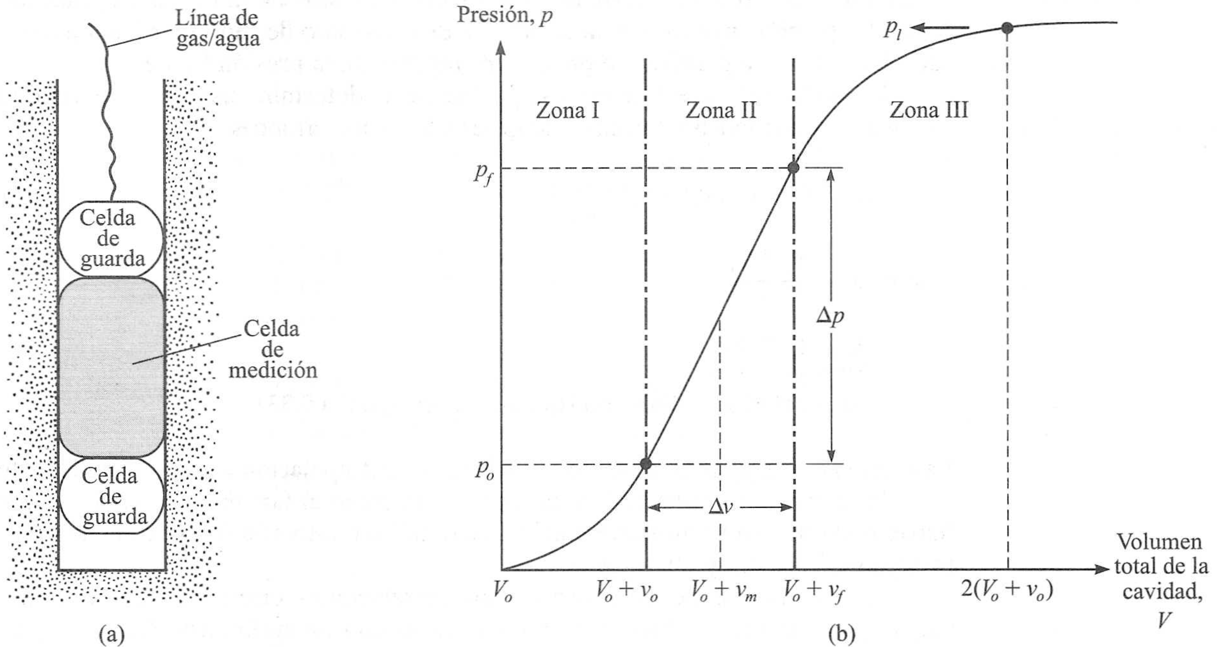


FIGURA 8.19 (a) Presurímetro; (b) gráfica de presión *versus* volumen total de la cavidad.

expansión volumétrica de la celda. Se continúa de esta manera hasta que el suelo falla o hasta que la presión límite de la sonda se alcanza. Se considera que el suelo ha fallado cuando el volumen total de la cavidad expandida, V, es aproximadamente dos veces el volumen de la cavidad original. Después de terminada la prueba, el probador se desinfla y se desplaza para probar en otra profundidad.

Los resultados de la prueba del presurímetro se expresan en una forma gráfica de presión *versus* volumen, como muestra la figura 8.19b. En ésta, la zona I representa la porción de recarga durante la cual el suelo alrededor del barreno es vuelto a empujar a su estado inicial (es decir, al estado en que estaba antes de la perforación). La presión, p_o, representa el esfuerzo horizontal total *in situ*. La zona II representa una zona seudoe-

Tabla 8.7 Diámetros de la sonda y barreno para la prueba del presurímetro.

Diámetro de la sonda (mm)	Diámetro del barreno	
	Nominal (mm)	Máximo (mm)
44	45	53
58	60	70
74	76	89

lástica en la que el volumen de la celda *versus* la presión de la misma es prácticamente lineal. La presión, p_f, representa la presión de fluencia o de flujo plástico. La zona marcada III es la zona plástica. La presión, p_l, representa la presión límite.

El módulo del presurímetro, E_p, del suelo se determina usando la teoría de la expansión de un cilindro infinitamente grueso. Se tiene entonces

$$E_p = 2(1 + \mu)(V_o + v_m)\left(\frac{\Delta p}{\Delta v}\right) \qquad (8.25)$$

donde $v_m = \dfrac{v_o + v_f}{2}$

$\Delta p = p_f - p_o$

$\Delta v = v_f - v_o$

μ = relación de Poisson (que se supone igual a 0.33)

La presión límite, p_l, generalmente se obtiene por extrapolación y no por medición directa.

Para vencer la dificultad de preparar el barreno al tamaño apropiado se desarrollaron presurímetros autobarrenantes. Los detalles relativos a éstos se encuentran en el trabajo de Baguelin y otros (1978).

Varios investigadores desarrollaron correlaciones entre varios parámetros del suelo y los resultados obtenidos en las pruebas con presurímetros. Kulhawy y Mayne (1990) propusieron

$$\sigma'_c = 0.45p_l \qquad (8.26)$$

donde σ'_c = presión de preconsolidación.

Con base en la teoría de la expansión de cavidades, Baguelin y otros (1978) propusieron la relación

$$c_u = \frac{p_l - p_o}{N_p} \qquad (8.27)$$

donde c_u = resistencia cortante no drenada de una arcilla y

$$N_p = 1 + \ln\left(\frac{E_p}{3c_u}\right)$$

Los valores típicos de N_p varían entre 5 y 12, con un valor promedio de aproximadamente 8.5. Ohya y otros (1982) (véase también Kulhawy y Mayne, 1990) correlacionaron E_p con los números de penetración N_F estándar de campo para arenas y arcillas por medio de las expresiones:

arcilla: $E_p\,(\text{kN/m}^2) = 1930N_F^{0.63}$ (8.28)

arena: $E_p\,(\text{kN/m}^2) = 908N_F^{0.66}$ (8.29)

8.8 Prueba del dilatómetro

El uso de la prueba con el dilatómetro de placa plana es relativamente reciente (Marchetti, 1980; Schmertmann, 1986). El equipo consiste esencialmente en una placa plana

con dimensiones de 220 mm (longitud) × 95 mm (ancho) × 14 mm (espesor). Una membrana de acero, delgada, plana, circular y expandible, con diámetro de 60 mm, se localiza al ras en el centro sobre un lado de la placa (figura 8.20a). El dilatómetro se inserta en el terreno usando un aparejo de la prueba de penetración de cono (figura 8.20b). Ductos de gas y eléctricos se extienden desde la caja de control en la superficie hasta la placa a través del vástago del penetrómetro. A la profundidad requerida, se usa gas nitrógeno a alta presión para inflar la membrana. Se toman dos lecturas.

1. La presión A para "levantar" la membrana.
2. La presión B a la que la membrana se expande 1.1 mm hacia el suelo que la rodea.

Las lecturas A y B se corrigen como sigue (Schmertmann, 1986):

$$\text{esfuerzo de contacto}, p_o = 1.05(A + \Delta A - Z_m) - 0.05(B - \Delta B - Z_m) \quad (8.30)$$

$$\text{esfuerzo de expansión}, p_1 = B - Z_m - \Delta B \quad (8.31)$$

donde

ΔA = presión respecto al vacío requerida para mantener la membrana en contacto con su asiento
ΔB = presión del aire requerida dentro de la membrana para desviarla hacia afuera a una expansión central de 1.1 mm
Z_m = desviación de la presión manométrica desde 0 cuando está ventilada a la presión atmosférica

La prueba se conduce normalmente a profundidades separadas entre si 200 mm a 300 mm. El resultado de una prueba dada se usa para determinar tres parámetros:

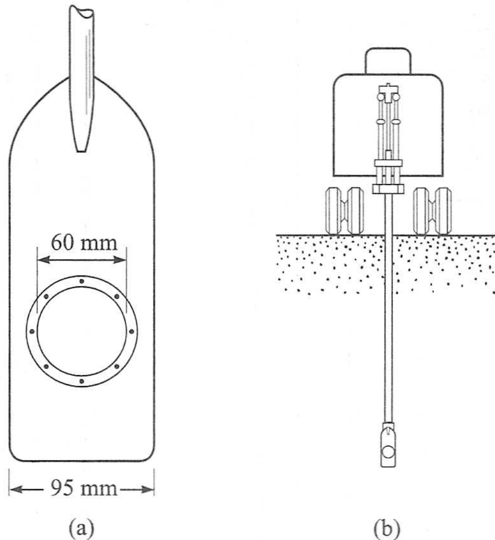


FIGURA 8.20 (a) Diagrama esquemático de un dilatómetro de placa plana; (b) sonda de dilatómetro insertada en el terreno.

1. Índice del material, $I_D = \dfrac{p_1 - p_o}{p_o - u_o}$

2. Índice del esfuerzo horizontal, $K_D = \dfrac{p_o - u_o}{\sigma'_o}$

3. Módulo del dilatómetro, E_D (kN/m²) $= 34.7(p_1 \text{ kN/m}^2 - p_o \text{ kN/m}^2)$

donde u_o = presión de poro del agua
σ'_o = esfuerzo vertical efectivo *in situ*

La figura 8.21 muestra los resultados de una prueba de dilatómetro conducida en Porto Tolle, Italia (Marchetti, 1980). El subsuelo consistía en depósitos del delta del río Po normalmente consolidados. Se encontró un estrato grueso de arcilla limosa a una profundidad de aproximadamente 3 m ($c = 0$; $\phi \approx 28°$). Los resultados obtenidos en las pruebas con dilatómetro han sido correlacionados con varias propiedades del suelo (Marchetti, 1980). Algunas de esas correlaciones se dan a continuación:

$$K_o = \left(\frac{K_D}{1.5}\right)^{0.47} - 0.6 \tag{8.32}$$

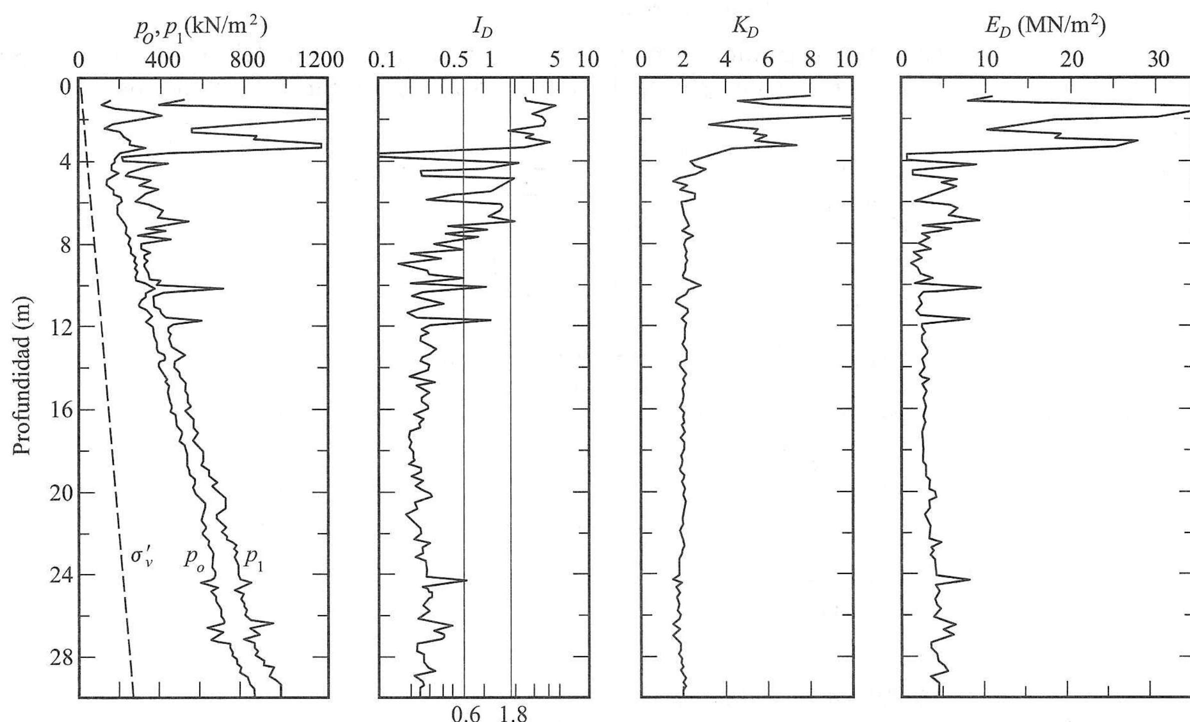


FIGURA 8.21 Resultado de una prueba con dilatómetro conducida en Porto Tolle, Italia (según Marchetti, 1980).

$$OCR = (0.5K_D)^{1.6} \tag{8.33}$$

$$\frac{c_u}{\sigma'_o} = 0.22 \quad \text{(para arcilla normalmente consolidada)} \tag{8.34}$$

$$\left(\frac{c_u}{\sigma'_o}\right)_{OC} = \left(\frac{c_u}{\sigma'_o}\right)_{NC}(0.5K_D)^{1.25} \tag{8.35}$$

$$E = (1 - \mu^2)E_D \tag{8.36}$$

donde K_o = coeficiente de la presión de tierra en reposo
OCR = tasa de preconsolidación
OC = suelo preconsolidado
NC = suelo normalmente consolidado
E = módulo de elasticidad

Schmertmann (1986) también propuso una correlación entre el índice, I_D, del material y el módulo del dilatómetro, E_D, para la determinación de la descripción del suelo y del peso específico, γ. Esta relación se muestra en la figura 8.22.

8.9 Extracción de núcleos de roca

Cuando se encuentra una capa de roca durante una perforación, es necesario efectuar una extracción de núcleos de la misma. Para la cual un *barril de extracción* se une a la barra perforadora. Un trépano sacamuestras se conecta al fondo del barril (figura 8.23). Los elementos de corte pueden ser diamante, tungsteno, carburo, etc. La tabla 8.8 resume varios tipos de barril y sus tamaños, así como las barras perforadoras compatibles comúnmente usadas para la exploración de las cimentaciones. El trépano avanza por perforación rotatoria. Se hace circular agua a través de la barra de perforación durante la extracción y los residuos son lavados hacia afuera.

Se dispone de dos barriles: el *barril de tubo simple* (figura 8.23a) y el *barril de tubo doble* (figura 8.23b). Los núcleos de roca obtenidos con barriles de tubo simple son sumamente alterados y fracturados debido a la torsión. Los núcleos de roca menores que el tamaño BX tienden a fracturarse durante el proceso de extracción.

Tabla 8.8 Tamaño estándar y designación del aparato, barril de extracción y barra perforadora compatible.

Designación del aparato y barril de extracción	Diámetro exterior del trépano del barril de extracción (mm)	Designación de la barra de perforación	Diámetro exterior de la barra de performación (mm)	Diámetro del barreno (mm)	Diámetro de la muestra de roca (mm)
EX	36.51	E	33.34	38.1	22.23
AX	47.63	A	41.28	50.8	28.58
BX	58.74	B	47.63	63.5	41.28
NX	74.61	N	60.33	76.2	53.98

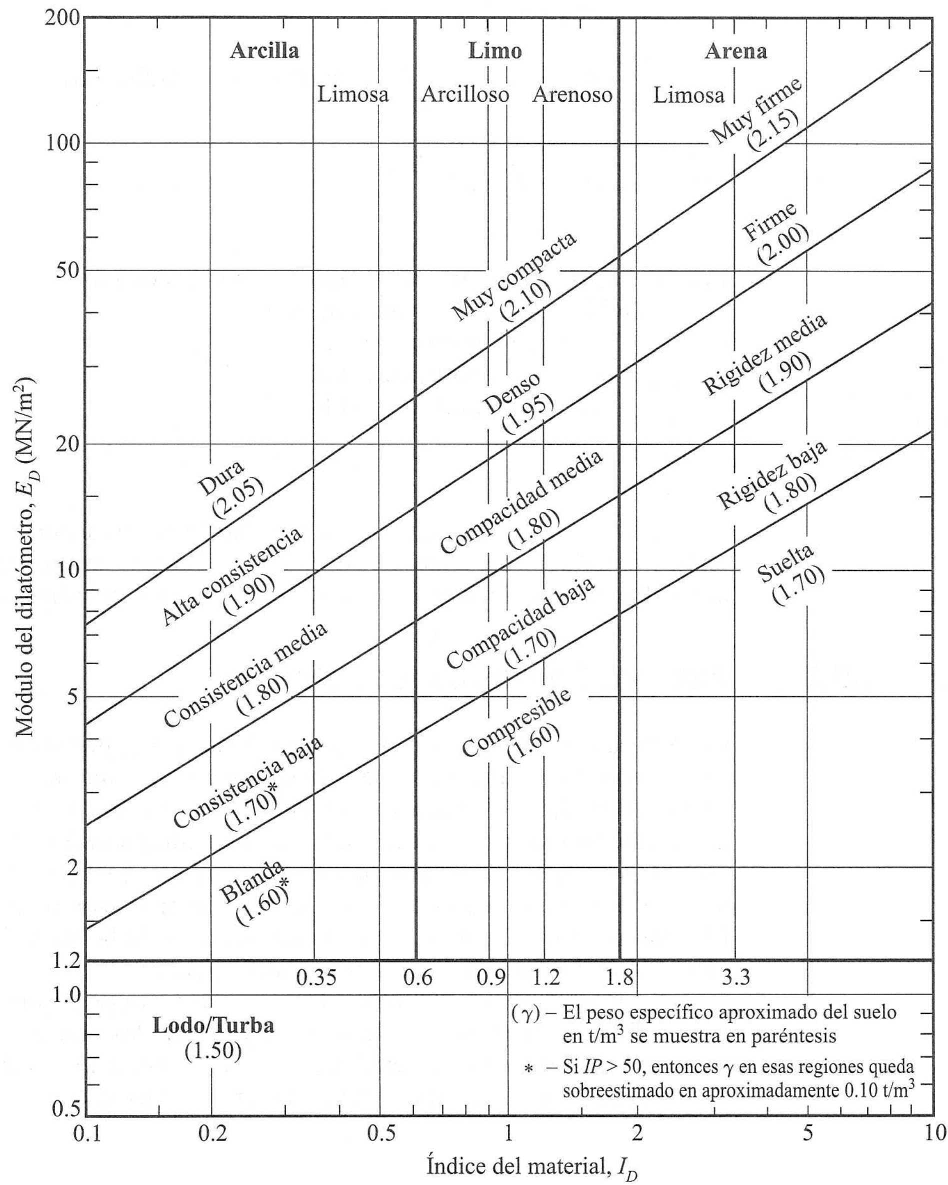


FIGURA 8.22 Carta para la determinación de la descripción del suelo y peso específico (según Schmertmann, 1986). *Nota:* 1 t/m^3 = 9.81 kN/m^3.

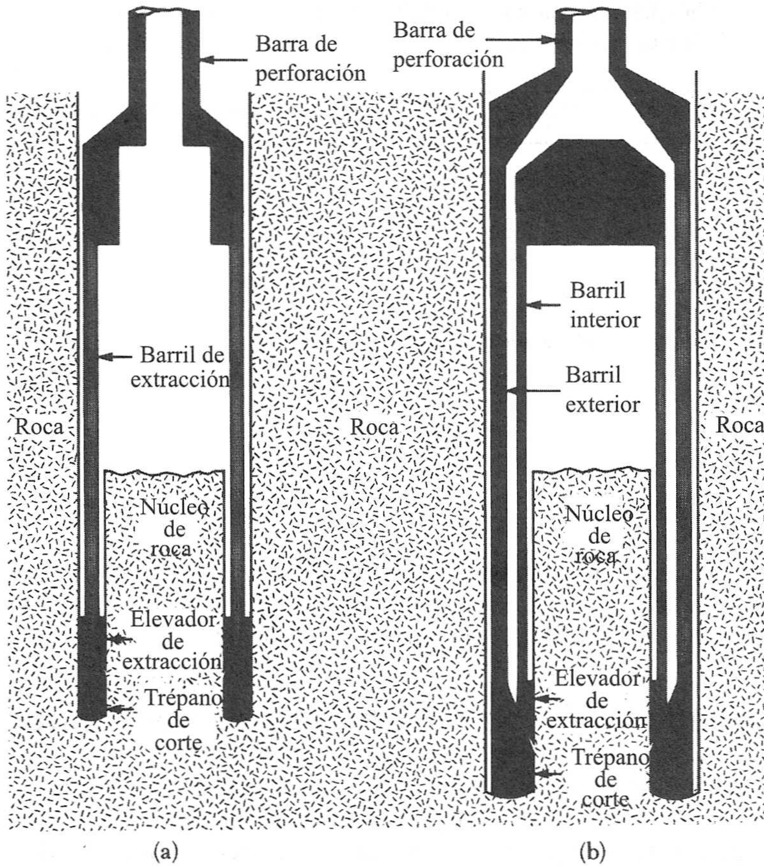


FIGURA 8.23 Extracción de núcleos de roca: (a) barril de extracción de tubo simple; (b) barril de extracción de tubo doble.

Cuando las muestras se recuperan, la profundidad de recuperación debe ser apropiadamente registrada para su posterior evaluación en el laboratorio. Con base en la longitud del núcleo de roca recuperada en cada avance, las siguientes cantidades son calculadas para una evaluación general de la calidad de roca encontrada.

$$\text{tasa de recuperación} = \frac{\text{longitud de núcleo recuperado}}{\text{longitud teórica de núcleo recortado}} \tag{8.37}$$

designación de la calidad de la roca (*RQD*)

$$= \frac{\Sigma \text{ longitud de piezas recuperadas iguales o mayores que 101.6 mm}}{\text{longitud teórica del núcleo de roca recortada}} \tag{8.38}$$

Tabla 8.9 Relación entre la calidad de la roca *in situ* y *RQD*.

*RQD**	Calidad de la roca
0–0.25	Muy mala
0.25–0.5	Mala
0.5–0.75	Regular
0.75–0.9	Buena
0.9–1	Excelente

* Designación de la calidad de la roca

Una tasa de recuperación de 1 indicará la presencia de roca intacta; para rocas altamente fracturadas, la tasa de recuperación es de 0.5 o menor. La tabla 8.9 presenta la relación general (Deere, 1963) entre la *RQD* y la calidad de la roca *in situ*.

8.10 Preparación de registros de perforaciones

La información detallada obtenida de cada barreno se presenta en una forma gráfica llamada *bitácora de la perforación*. Conforme se avanza hacia abajo con un barreno, el perforista debe generalmente registrar la siguiente información en una bitácora estándar:

1. Nombre y dirección de la compañía perforadora.
2. Nombre del perforista.
3. Descripción y número de la tarea.
4. Número y tipo de barreno, y localización del mismo.
5. Fecha de la perforación.
6. Estratificación del subsuelo, obtenida por observación visual del suelo sacado por barrena, cuchara partida o tubo Shelby de pared delgada.
7. Elevación y fecha del nivel freático observado, uso de revestimiento y pérdidas de lodo, etc.
8. Resistencia por penetración estándar y la profundidad correspondiente.
9. Número, tipo y profundidad de la muestra de suelo recolectada.
10. En el caso de extracción de núcleos, el tipo de barril usado y para cada avance, la longitud real del núcleo, la longitud del núcleo recuperado y la *RQD*.

Esta información nunca debe dejarse a la memoria porque con frecuencia conduce a registros equívocos de perforación.

Después de completar todas las pruebas necesarias de laboratorio, el ingeniero geotecnista prepara un informe final que incluye notas del registro de campo del

perforista y los resultados de las pruebas realizadas en el laboratorio. La figura 8.24 muestra una bitácora típica de perforación. Esos registros tienen que unirse al informe final de exploración del suelo entregado al cliente. Note que la figura 8.24 también muestra las clasificaciones de los suelos en la columna izquierda, junto con la descripción de cada suelo (con base en el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos).

Bitácora de perforación

Nombre del proyecto: Edificio de apartamentos de dos pisos

Localización: Johnson & Olive St. Fecha de la perforación: 2 de marzo de 1999

Perforación No.: 3 Tipo de perforación: Barreno hueco Elevación del terreno: 60.8 m

Descripción del suelo	Profundidad (m)	Tipo y número de la muestra del suelo	N_F	w_n %	Comentarios
Arcilla ligera café (relleno)					
Arena limosa (SM)	1				
	2	SS-1	9	8.2	
* G. W. T. 3.5 m	3	SS-2	12	17.6	$LL = 38$ $PI = 11$
Limo arcilloso ligero gris (ML)	4–5	ST-1		20.4	$LL = 36$ $q_u = 112 \text{ kN/m}^2$
	6	SS-3	11	20.6	
Arena con algo de grava (SP)	7				
Fin de la perforación @ 8 m	8	SS-4	27	9	

N_F = Número de penetración estándar (golpes/304.8 mm)
w_n = contenido natural de agua
LL = límite líquido; PI = índice plástico
q_u = resistencia a compresión simple
SS = muestra de cuchara partida; ST muestra de tubo Shelby

* Nivel del agua observado después de 1 semana de perforación

FIGURA 8.24 Una bitácora típica de perforación.

8.11 Informe de la exploración del suelo

Al final de todos los programas de exploración, el suelo y/o especímenes de roca recolectados en el campo son sometidos a observación visual y pruebas apropiadas de laboratorio. Después de que toda la información requerida es compilada, se prepara un reporte de la exploración del suelo para usarse en la oficina de diseño y como referencia durante el trabajo futuro de construcción. Aunque los detalles y secuencia de información en el informe varía en algún grado, dependiendo de la estructura en consideración y de la persona que compila el informe, cada uno de éstos debe incluir los siguientes aspectos:

1. El alcance de la investigación.
2. Una descripción de la estructura propuesta para la cual la exploración del subsuelo se llevó a cabo.
3. Una descripción de la localización del sitio, incluyendo estructuras cercanas, condiciones de drenaje del mismo, naturaleza de la vegetación en el sitio y alrededores, y cualquier otra característica única de éste.
4. Aspectos geológicos del lugar.
5. Detalles de la exploración de campo, es decir, número de sondeos, tipos y profundidades de éstos, etc.
6. Descripción general de las condiciones del subsuelo determinadas a partir de los especímenes de suelo y pruebas de laboratorio, como la resistencia por penetración estándar y la resistencia por penetración de cono, etc.
7. Condiciones del nivel del agua freática.
8. Recomendaciones para la cimentación, incluido el tipo de cimentación recomendada, capacidad de carga admisible y cualquier procedimiento especial de construcción que se requiere; deben también analizarse procedimientos alternativos para el diseño de la cimentación en esta parte del informe.
9. Conclusiones y limitaciones de las investigaciones.

Las siguientes presentaciones gráficas deben añadirse al informe:

1. Mapa de localización del sitio.
2. Vista en planta de la localización de los sondeos con respecto a las estructuras propuestas y aquellas existentes en la cercanía.
3. Bitácoras de perforación.
4. Resultados de las pruebas de laboratorio.
5. Otras presentaciones gráficas especiales.

Los informes de exploración deben estar bien planeados y documentados, ya que ayudarán a responder preguntas y a resolver problemas sobre la cimentación que surjan después durante el diseño y la construcción.

Problemas

8.1 Un tubo Shelby tiene un diámetro exterior de 50.8 mm y un diámetro interior de 47.6 mm.

a. ¿Cuál es la razón de áreas del tubo?

b. Si el diámetro exterior permanece igual, ¿cuál debe ser el diámetro interior del tubo para dar una razón de áreas de 10%?

8.2 En la figura 8.25 se muestra un perfil de suelo junto con los números de penetración estándar en el estrato de arcilla. Use las ecuaciones (8.5) y (8.6) para determinar y graficar la variación de c_u y OCR con la profundidad.

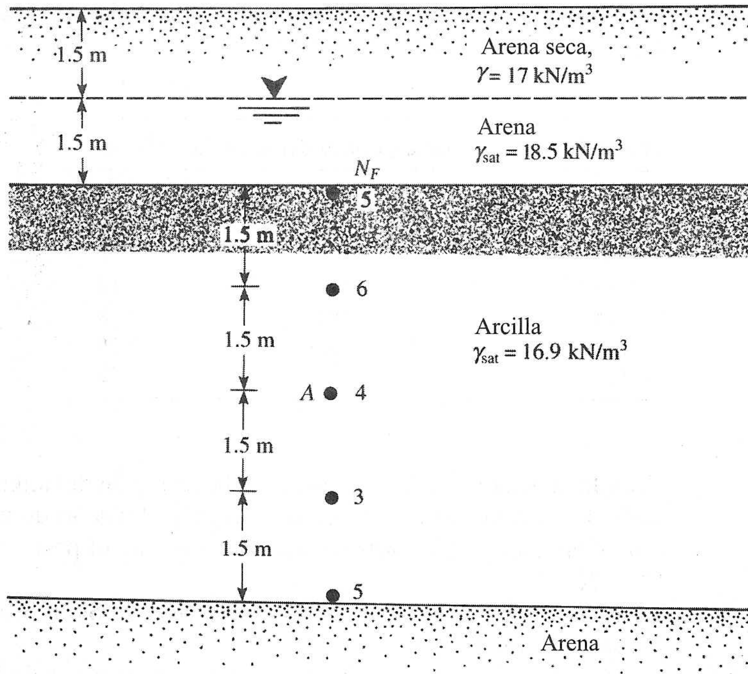


FIGURA 8.25

8.3 El valor promedio del número de penetración estándar de campo en un estrato de arcilla saturada es 6. Estime la resistencia a compresión simple de la arcilla. Use la ecuación (8.4) ($K \approx 4.2$ kN/m²).

8.4 La siguiente tabla da la variación del número de penetración estándar en campo N_F en un depósito de arena:

Profundidad (m)	N_F
1.5	5
3	7
4.5	9
6	8
7.5	12
9	11

El nivel freático está localizado a una profundidad de 5.5 m. El peso específico seco de la arena de 0 a una profundidad de 5.5 m es 18.08 kN/m³ y el peso específico saturado de la arena para profundidades de 5.5 a 10.5 m es 19.34 kN/m³. Use la relación de Liao y Whitman dada en la tabla 8.4 para calcular los números corregidos de penetración.

8.5 Para el perfil del suelo descrito en el problema 8.4, estime el ángulo de fricción pico promedio. Use la ecuación (8.9).

8.6 La siguiente tabla da los números de penetración estándar determinados en un depósito de suelo arenoso en el campo:

Profundidad (m)	Peso específico del suelo (kN/m³)	N_F
3.0	16.7	7
4.5	16.7	9
6.0	16.7	11
7.5	18.6	16
9.0	18.6	18
10.5	18.6	20
12	18.6	22

Usando la ecuación (8.10), determine la variación del ángulo ϕ de fricción pico del suelo. Estime un valor promedio de ϕ para el diseño de una cimentación superficial. *Nota:* para profundidades mayores de 6 m, el peso específico del suelo es de 18.6 kN/m³.

8.7 Resuelva el problema 8.6 usando la relación de Skempton dada en la tabla 8.4 y por la ecuación (8.11).

8.8 Los detalles para un depósito de suelo en arena están dados en la siguiente tabla:

Profundidad (m)	Presión efectiva de sobrecarga (kN/m²)	Número de penetración estándar en campo N_F
3.0	55.1	9
4.5	82.7	11
6.0	97.3	12

Suponga que el coeficiente de uniformidad C_u de la arena es de 3.2. Estime la compacidad relativa promedio de la arena entre las profundidades de 3 m y 6 m. Use la ecuación (8.8).

8.9 Refiérase a la figura 8.11. Para un barreno en un suelo de arcilla limosa, se dan los siguientes valores:

$h_w + h_o = 7.6$ m

$t_1 = 24$ hr $\quad \Delta h_1 = 0.73$ m
$t_2 = 48$ hr $\quad \Delta h_2 = 0.52$ m
$t_3 = 72$ hr $\quad \Delta h_3 = 0.37$ m

Determine la profundidad del nivel del agua medida desde la superficie del terreno.

8.10 Resuelva el problema 8.9 para

$$h_w + h_o = 12.8 \text{ m}$$

$t_1 = 24$ hr $\quad \Delta h_1 = 1.83$ m
$t_2 = 48$ hr $\quad \Delta h_2 = 1.46$ m
$t_3 = 72$ hr $\quad \Delta h_3 = 1.16$ m

8.11 Refiérase a la figura 8.25. Se llevaron a cabo pruebas de corte con veleta en el estrato de arcilla. Las dimensiones de la veleta fueron 63.5 mm (d) × 127 mm (h). Para la prueba en A, el torque requerido para causar la falla fue de 0.051 N · m. Para la arcilla, el límite líquido fue de 46 y el límite plástico fue de 21. Estime la cohesión sin drenar de la arcilla para uso en el diseño con cada una de las ecuaciones siguientes:

a. Relación λ de Bjerrum (ecuación 7.30).
b. Relación entre λ e IP de Morris y Williams (ecuación 7.30).
c. Relación entre λ y LL de Morris y Williams (ecuación 7.31).

8.12 **a.** Se llevó a cabo una prueba de corte con veleta en una arcilla saturada. La altura y diámetro de la veleta fue de 101.6 mm y 50.8 mm, respectivamente. Durante la prueba, el torque máximo aplicado fue de 0.0168 N · m. Determine la resistencia al corte sin drenar de la arcilla.
b. El suelo de arcilla descrito en la parte (a) tiene un límite líquido de 64 y un límite plástico de 29. ¿Cuál es la resistencia al corte sin drenar corregida de la arcilla para fines de diseño? Use la relación de Bjerrum para λ (ecuación 7.29).

8.13 Refiérase al problema 8.11. Determine la tasa de preconsolidación para la arcilla. Use las ecuaciones (8.18a) y (8.18b).

8.14 En un depósito de arena seca normalmente consolidada se llevó a cabo una prueba de penetración de cono. La siguiente tabla da los resultados:

Profundidad (m)	Resistencia de punta del cono, q_c (MN/m^2)
1.5	2.05
3.0	4.23
4.5	6.01
6.0	8.18
7.5	9.97
9.0	12.42

Suponga que el peso específico de la arena seca es de 15.5 kN/m^3.

a. Estime el ángulo de fricción pico promedio ϕ de la arena. Use la ecuación (8.21).
b. Estime la compacidad relativa promedio de la arena. Use la figura 8.17.

8.15 Refiérase al perfil del suelo mostrado en la figura 8.26. Suponga que la resistencia por penetración de cono q_c en A determinada por un penetrómetro de cono eléctrico de fricción es de 0.6 MN/m².

a. Determine la cohesión sin drenar c_u.

b. Encuentre la tasa de preconsolidación OCR.

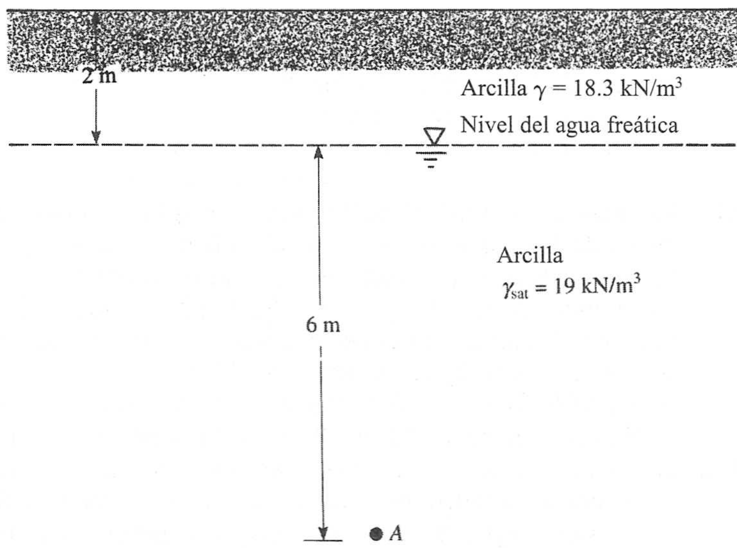


FIGURA 8.26

8.16 Considere una prueba de presurímetro en una arcilla blanda saturada.

volumen de la celda de medición, V_o = 535 cm³

p_o = 42.4 kN/m² v_o = 46 cm³
p_f = 326.5 kN/m² v_f = 0.52 cm³

Suponiendo una relación de Poisson $\mu = 0.5$ y con referencia a la figura 8.19, calcule el módulo E_p del presurímetro.

8.17 Se llevó a cabo una prueba de dilatómetro en un depósito de arcilla. El nivel del agua freática se localizó a una profundidad de 3 m debajo de la superficie del terreno. A una profundidad de 8 m debajo de la superficie del terreno, la presión de contacto p_o fue de 280 kN/m² y el esfuerzo de expansión p_1 fue de 350 kN/m².

a. Determine el coeficiente de presión de tierra en reposo K_o.

b. Encuentre la tasa de preconsolidación OCR.

c. ¿Cuál es el módulo de elasticidad E?

Suponga σ'_o = 95 kN/m² a una profundidad de 8 m y $\mu = 0.35$.

8.18 Durante una exploración en campo se requirió extraer núcleos de roca. El barril del núcleo avanzó 1.5 m durante la extracción. La longitud del núcleo recuperado fue de 0.98 m. ¿Cuál fue la tasa de recuperación?

Referencias

American Society for Testing and Materials (1997). *Annual Book of ASTM Standards,* Vol. 04.08, West Conshohocken. PA.

American Society of Civil Engineers (1972). "Subsurface Investigation for Design and Constructions of Foundations of Buildings," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division,* American Society of Civil Engineers, Vol. 98. No. SM5, 481-490.

Baguelin, F., Jézéquel, J. F., and Shields, D. H. (1978). *The Pressuremeter and Foundation Engineering,* Trans Tech Publications, Clausthal.

Baldi, G., Bellotti, R., Ghionna, V., and Jamiolkowski, M. (1982). "Design Parameters for Sands from CPT," *Proceedings,* Second European Symposium on Penetration Testing, Amsterdam, Vol. 2, 425-438.

Deere, D. U. (1963). "Technical Description of Rock Cores for Engineering Purposes," *Felsmechanik und Ingenieurgeologie,* Vol. I, No. 1, 16-22.

Hara, A., Ohata, T., and Niwa, M. (1971). "Shear Modulus and Shear Strength of Cohesive Soils," Soils and Foundations, Vol. 14, No. 3, 1-12.

Hatanaka, M., and Uchida, A. (1996). "Empirical Correlation Between Penetration Resistance and Internal Friction Angle of Sandy Soils," *Soils and Foundations,* Vol. 36, No. 4, 1-10.

Hvorslev, M. J. (1949). *Subsurface Exploration and Sampling of Soils for Civil Engineering Purposes,* Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS.

Jamiolkowski, M., Ladd, C. C., Germaine, J. T., and Lancellotta, R. (1985). "New Developments in Field and Laboratory Testing of Soils," *Proceedings,* llth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, 57-153.

Kulhawy, F. H., and Mayne, P. W. (1990). *Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design,* Electric Power Research Institute, Palo Alto, CA.

Lancellotta, R. (1983). *Analisi di Affidabilità in Ingegneria Geotecnia,* Atti Intituto Sciencza Costruzioni, No. 625, Politecnico di Torino.

Liao, S. S. C., and Whitman, R. V. (1986). "Overburden Correction Factors for SPT in Sand," *Journal of Geotechnical Engineering,* American Society of Civil Engineers, Vol. 112, No. 3, 373-377.

Marchetti, S. (1980), "*In Situ* Test by Flat Dilatometer," *Journal of Geotechnical Engineering Division,* ASCE, Vol. 106, GT3, 299-321.

Marcuson, W. F. III, and Bieganousky, W. A. (1977). "SPT and Relative Density in Coarse Sands," *Journal of Geotechnical Engineering Division,* American Society of Civil Engineers, Vol. 103, No. 11, 1295-1309.

Mayne, P. W., and Kemper, J. B. (1988). "Profiling OCR in Stiff Clays by CPT and SPT," *Geotechnical Testing Journal,* ASTM, Vol. 11, No. 2, 139-147.

Mayne, P. W., and Mitchell, J. K. (1988). "Profiling of Overconsolidation Ratio in Clays by Field Vane," *Canadian Geotechnical Journal,* Vol. 25, No. 1, 150-158.

Menard, L. (1956), *An Apparatus for Measuring the Strength of Soils in Place,* M. S. Thesis, University of Illinois, Urbana. IL.

Ohya, S., Imai, T., and Matsubara, M. (1982). "Relationships Between N Value by SPT and LLT Pressuremeter Results," *Proceedings,* 2nd European Symposium on Penetration Testing, Amsterdam, Vol. 1, 125-130.

Osterberg, J. O. (1952). "New Piston-Type Soil Sampler," *Engineering News-Record*, April 24.

Peck, R.B., Hanson, W. E., and Thornburn, T. H. (1974). *Foundation Engineering*, 2nd ed., Wiley, New York.

Robertson, P. K., and Campanella, R. G. (1983), "Interpretation of Cone Penetration Tests. Part I: Sand," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 20, No. 4, 718-733.

Ruiter, J. (1971). "Electric Penetrometer for Site Investigations," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 97, No. 2, 457-472.

Schmertmann, J. H. (1975). "Measurement of In Situ Shear Strength," *Proceedings*, Specialty Conference on *In Situ* Measurement of Soil Properties, ASCE, Vol. 2, 57-138.

Schmertmann, J. H. (1986). "Suggested Method for Performing the Flat Dilatometer Test," *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, Vol. 9, No. 2, 93-101.

Seed, H. B., Arango, I., and Chan, C. K. (1975). "Evaluation of Soil Liquefaction Potential During Earthquakes," *Report No. EERC 75-28*, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

Skempton, A. W. (1986). "Standard Penetration Test Procedures and the Effect in Sands of Overburden Pressure, Relative Density, Particle Size, Aging and Overconsolidation," *Geotechnique*, Vol. 36, No. 3, 425-447.

Sowers, G. B., and Sowers, G. F. (1970). *Introductory Soil Mechanics and Foundations*, 3rd ed., Macmillan, New York.

Stroud, M. (1974). "SPT in Insensitive Clays," *Proceedings*, European Symposium on Penetration Testing, vol. 2.2, 367-375.

Wolff, T. F. (1989). "Pile Capacity Prediction Using Parameter Functions," in *Predicted and Observed Axial Behavior of Piles, Results of a Pile Prediction Symposium*, sponsored by Geotechnical Engineering Division, ASCE, Evanston, IL, June 1989, ASCE Geotechnical Special Publication No. 23, 96-106.

9

Presión lateral de tierra

Las estructuras de retención, tales como los muros de retención, los muros de sótanos y los malecones, se encuentran comúnmente en la ingeniería de cimentaciones y soportan taludes de masas de tierra. El diseño y construcción apropiados de esas estructuras requiere un pleno conocimiento de las fuerzas laterales que actúan entre las estructuras de retención y las masas de suelo que son retenidas. Esas fuerzas laterales son causadas por la presión lateral de la tierra. Este capítulo se dedica al estudio de varias teorías sobre la presión de tierra.

9.1 Presión de tierra en reposo

Consideremos la masa de suelo mostrada en la figura 9.1. La masa está limitada por un muro sin fricción AB que se extiende hasta una profundidad infinita. Un elemento de suelo localizado a una profundidad z está sometido a presiones *efectivas* vertical y horizontal de σ'_o y σ'_h, respectivamente. Para este caso, como el suelo está seco, tenemos

$$\sigma'_o = \sigma_o$$

y

$$\sigma'_h = \sigma_h$$

donde σ_o y σ'_h = presiones totales vertical y horizontal, respectivamente. Note también que no hay esfuerzos cortantes sobre los planos vertical y horizontal.

Si el muro AB es estático, es decir, si no se mueve ni hacia la derecha ni hacia izquierda de su posición inicial, la masa de suelo está en un estado de *equilibrio estático;* es decir, la deformación unitaria horizontal es 0. La relación del esfuerzo efectivo horizontal respecto del esfuerzo vertical se llama *coeficiente de presión de tierra en reposo,* K_o, o

$$K_o = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_o} \tag{9.1}$$

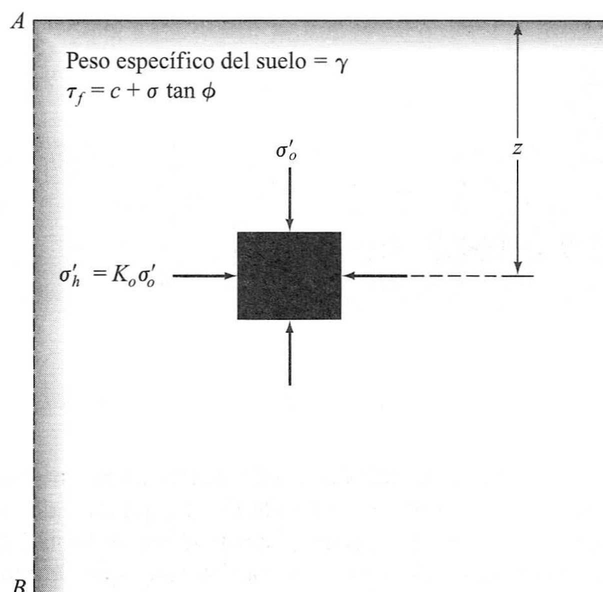


FIGURA 9.1 Presión de tierra en reposo.

Como $\sigma'_o = \gamma z$, tenemos

$$\sigma'_h = K_o(\gamma z) \tag{9.2}$$

Para suelos de grano grueso, el coeficiente de presión de tierra en reposo se estima por la relación empírica (Jaky, 1944).

$$K_o = 1 - \text{sen } \phi \tag{9.3}$$

donde ϕ = ángulo de fricción drenada. Para suelos de grano fino, normalmente consolidados, Massarsch (1979) sugirió la siguiente ecuación para K_o:

$$K_o = 0.44 + 0.42 \left[\frac{IP\ (\%)}{100}\right] \tag{9.4}$$

Para arcillas preconsolidadas, el coeficiente de presión de tierra en reposo se aproxima por

$$K_{o\,(\text{preconsolidada})} = K_{o\,(\text{normalmente consolidada})}\sqrt{OCR} \tag{9.5}$$

donde OCR = tasa de preconsolidación. La tasa de preconsolidación se definió en el capítulo 5 como

$$OCR = \frac{\text{presión de preconsolidación}}{\text{presión de sobrecarga efectiva presente}} \tag{9.6}$$

La magnitud de K_o en la mayoría de los suelos varía entre 0.5 y 1.0, con tal vez valores mayores para arcillas fuertemente preconsolidadas.

La figura 9.2 muestra la distribución de la presión de tierra en reposo sobre un muro de altura H. La fuerza total por unidad de longitud de muro, P_o, es igual al área del diagrama de presiones, por lo que

$$P_o = \frac{1}{2} K_o \gamma H^2 \tag{9.7}$$

Presión de tierra en reposo para un suelo parcialmente sumergido

La figura 9.3a muestra un muro de altura H. El nivel del agua freática está localizado a una profundidad H_1 debajo de la superficie del terreno y no hay agua compensante del otro lado del muro. Para $z \leq H_1$, la presión lateral total de tierra en reposo se da como

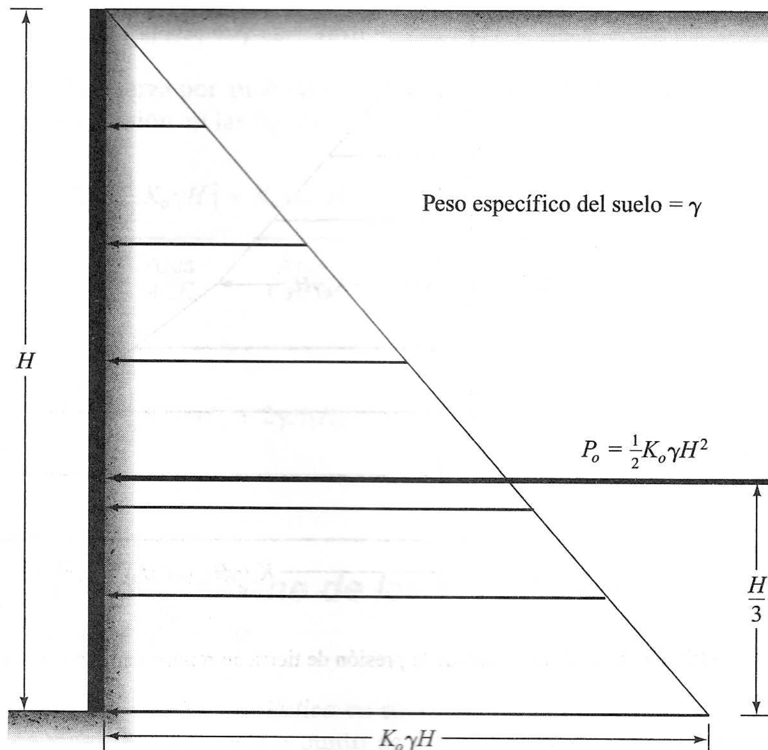


FIGURA 9.2 Distribución de la presión de tierra en reposo sobre un muro.

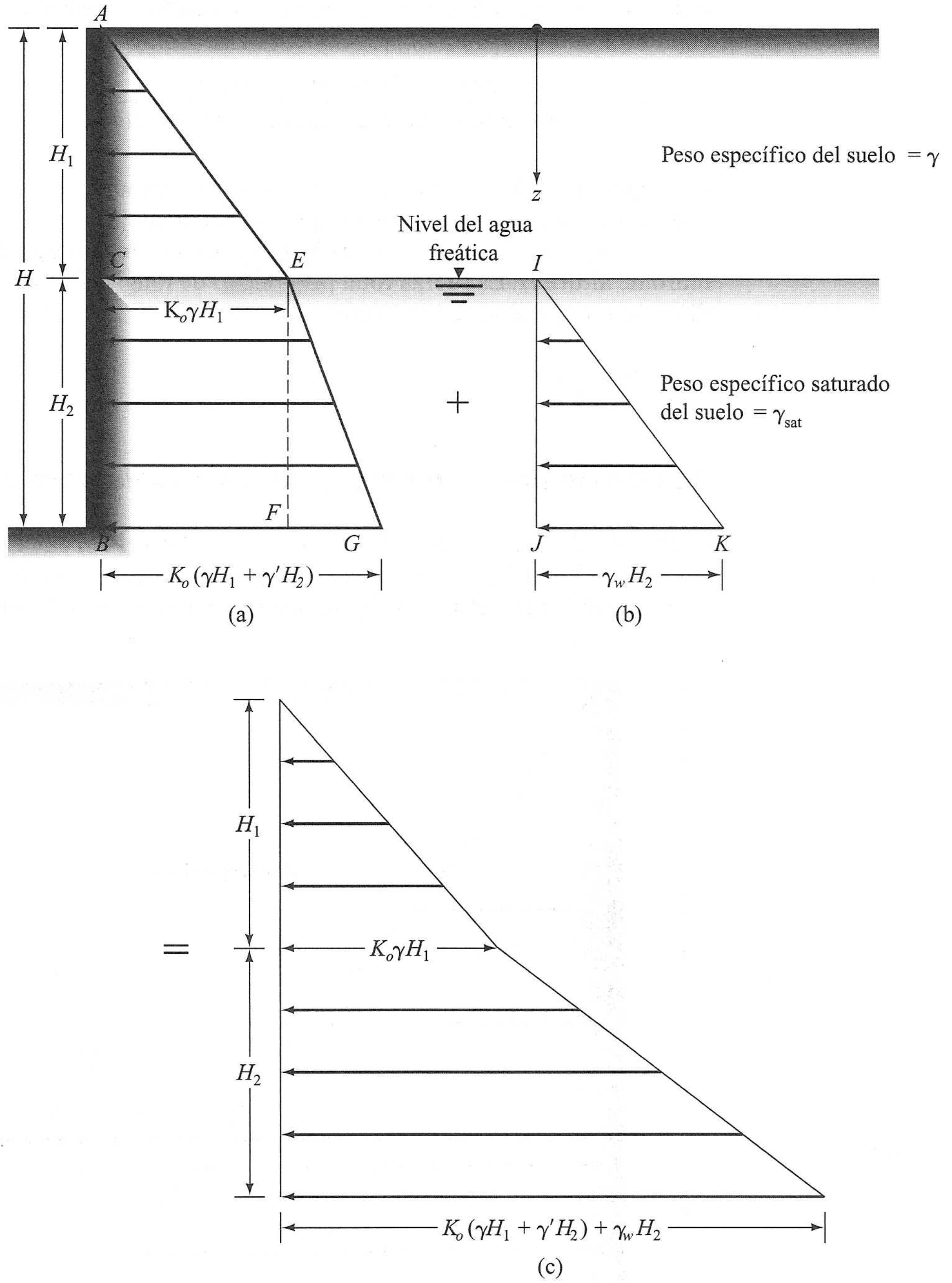


FIGURA 9.3 Distribución de la presión de tierra en reposo para un suelo parcialmente sumergido.

$\sigma'_h = K_o\gamma z$. La variación de σ'_h con la profundidad se representa por el triángulo ACE en la figura 9.3a. Sin embargo, para $z \geq H_1$ (es decir, debajo del agua freática), la presión sobre el muro se encuentra a partir de los componentes del esfuerzo efectivo y de la presión de poro, de la manera siguiente:

$$\text{presión efectiva vertical} = \sigma'_o = \gamma H_1 + \gamma'(z - H_1) \quad (9.8)$$

donde $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$ = peso específico efectivo del suelo. Entonces, la presión lateral efectiva en reposo es

$$\sigma'_h = K_o\sigma'_o = K_o[\gamma H_1 - \gamma'(z - H_1)] \quad (9.9)$$

La variación de σ'_h con la profundidad se muestra por $CEGB$ en la figura 9.3a. De nuevo, la presión lateral del agua de poro es

$$u = \gamma_w(z - H_1) \quad (9.10)$$

La variación de u con la profundidad se muestra en la figura 9.3b.

Por consiguiente, la presión lateral total de la tierra y el agua a cualquier profundidad $z \geq H_1$ es igual a

$$\begin{aligned}\sigma_h &= \sigma'_h + u \\ &= K_o[\gamma H_1 + \gamma'(z - H_1)] + \gamma_w(z - H_1)\end{aligned} \quad (9.11)$$

La fuerza por ancho unitario de muro se halla de la suma de las áreas de los diagramas de presión en las figuras 9.3a y b y es igual a

$$P_o = \underbrace{\frac{1}{2}K_o\gamma H_1^2}_{\substack{\text{Área}\\ ACE}} + \underbrace{K_o\gamma H_1 H_2}_{\substack{\text{Área}\\ CEFB}} + \underbrace{\frac{1}{2}(K_o\gamma' + \gamma_w)H_2^2}_{\substack{\text{Áreas}\\ EFG \text{ y } IJK}} \quad (9.12)$$

o

$$P_o = \frac{1}{2}K_o[\gamma H_1^2 + 2\gamma H_1 H_2 + \gamma' H_2^2] + \gamma_w H_2^2 \quad (9.13)$$

9.2 Teoría de Rankine de las presiones de tierra, activa y pasiva

El término *equilibrio plástico* en suelos se refiere a la condición en que cada punto en una masa de suelo está a punto de fallar. Rankine (1857) investigó las condiciones de esfuerzo en el suelo en un estado de equilibrio plástico. Esta sección trata la teoría de la presión de tierra de Rankine.

Estado activo de Rankine

La figura 9.4a muestra la misma masa de suelo que se ilustró en la figura 9.1, la cual está limitada por un muro AB sin fricción que se extiende hasta una profundidad infinita. Los esfuerzos efectivos principales vertical y horizontal sobre un elemento de suelo a una profundidad z son σ'_o y σ'_h, respectivamente. Como vimos en la sección 9.1, si al muro AB no se le permite movimiento alguno, entonces $\sigma'_h = K_o\sigma'_o$. La condición de esfuerzo en el elemento de suelo es representado por el círculo a de Mohr en la figura 9.4b. Sin embargo, si se permite que el muro AB se mueva alejándose gradualmente de la masa del suelo, entonces el esfuerzo efectivo principal horizontal decrecerá. Finalmente, se alcanzará un estado en el que la condición de esfuerzo en el elemento de suelo es representada por el círculo b de Mohr, o estado de equilibrio plástico, y ocurrirá la falla del suelo, denominado *estado activo de Rankine* y la presión σ'_a sobre el plano vertical (que es un plano principal) es la *presión activa de tierra de Rankine*. A continuación obtendremos σ'_a en términos de γ, z, c, y ϕ. De la figura 9.4b, tenemos

$$\text{sen}\ \phi = \frac{CD}{AC} = \frac{CD}{AO + OC}$$

pero

$$CD = \text{radio del círculo de falla} = \frac{\sigma'_o - \sigma'_a}{2}$$

$$AO = c \cot \phi$$

y

$$OC = \frac{\sigma'_o + \sigma'_a}{2}$$

por lo que

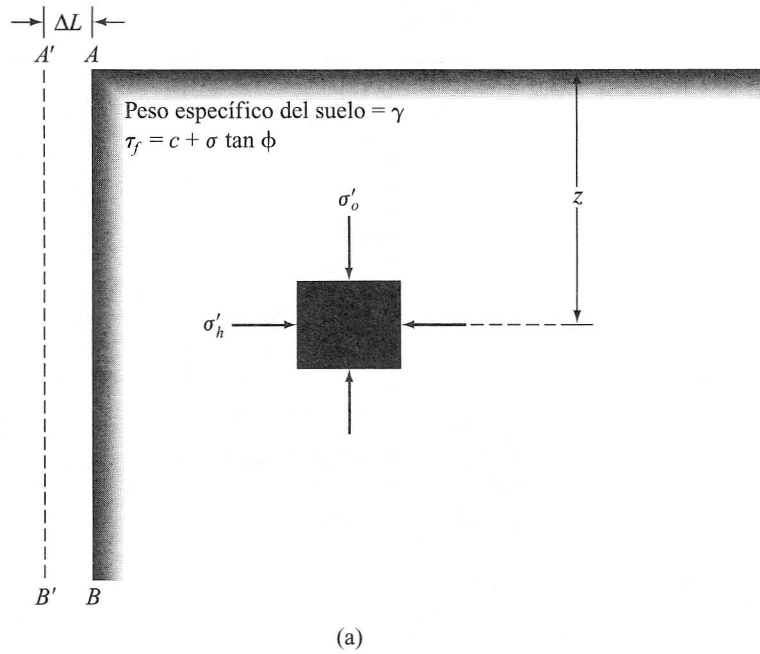
$$\text{sen}\ \phi = \frac{\dfrac{\sigma'_o - \sigma'_a}{2}}{c \cot \phi + \dfrac{\sigma'_o + \sigma'_a}{2}}$$

o

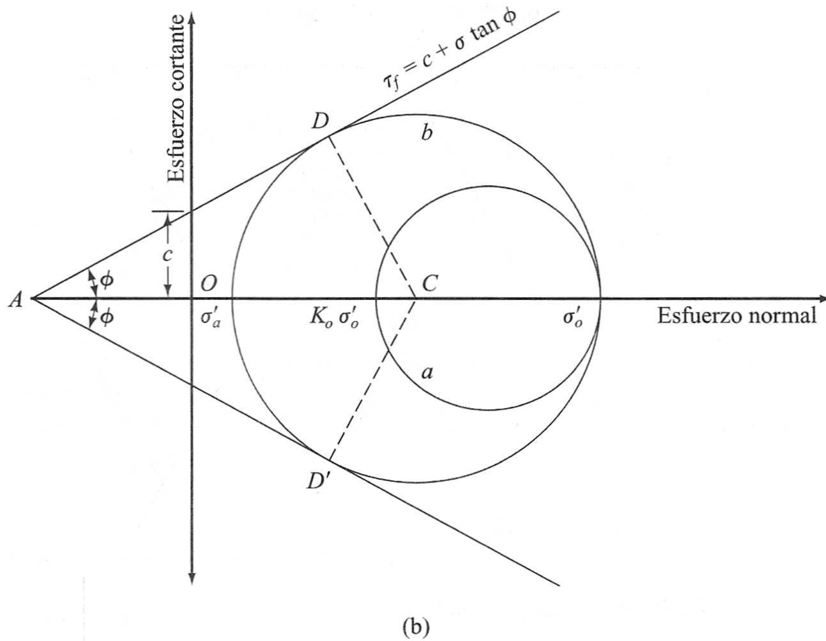
$$c \cos \phi + \frac{\sigma'_o + \sigma'_a}{2}\ \text{sen}\ \phi = \frac{\sigma'_o - \sigma'_a}{2}$$

o

$$\sigma'_a = \sigma'_o \frac{1 - \text{sen}\ \phi}{1 + \text{sen}\ \phi} - 2c \frac{\cos \phi}{1 + \text{sen}\ \phi} \qquad (9.14)$$

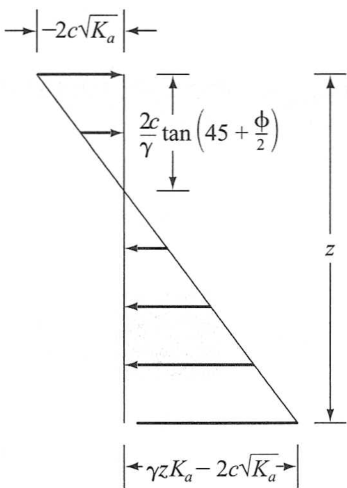


(a)

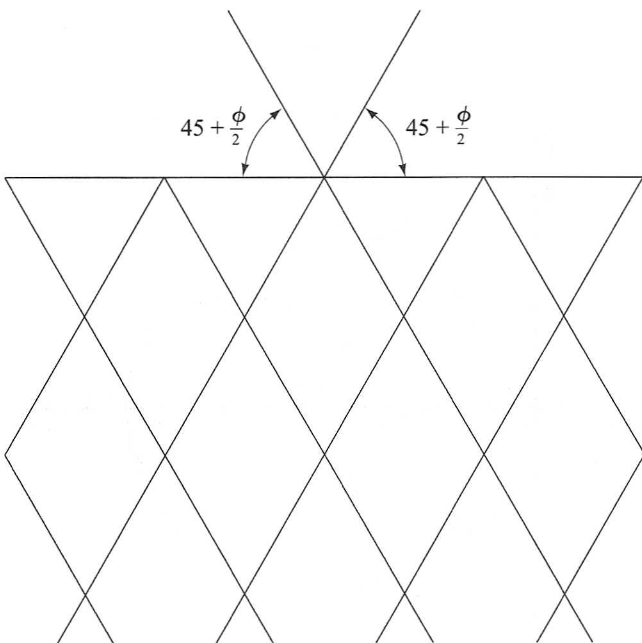


(b)

FIGURA 9.4 Presión activa de tierra de Rankine.



(c)



(d)

FIGURA 9.4 (Continuación.)

Pero

$$\sigma'_o = \text{presión de sobrecarga efectiva vertical} = \gamma z$$

$$\frac{1 - \operatorname{sen}\phi}{1 + \operatorname{sen}\phi} = \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)$$

y

$$\frac{\cos\phi}{1 + \operatorname{sen}\phi} = \tan\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)$$

Sustituyendo la expresión anterior en la ecuación (9.14), obtenemos

$$\sigma'_a = \gamma z \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) - 2c\tan\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \tag{9.15}$$

La variación de σ'_a con la profundidad se muestra en la figura 9.4c. Para suelos sin cohesión, $c = 0$ y

$$\sigma'_a = \sigma'_o \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \tag{9.16}$$

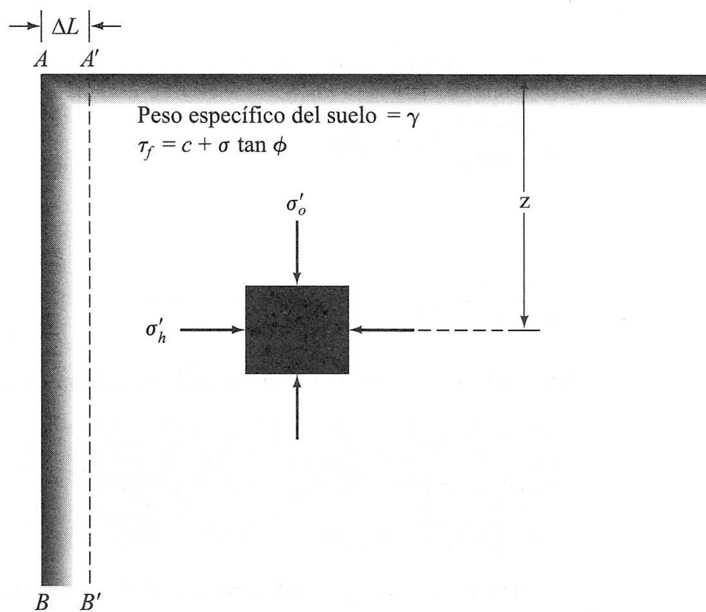
La razón de σ'_a respecto a σ'_o se llama *coeficiente de presión de tierra activa de Rankine, K_a*, o

$$K_a = \frac{\sigma'_a}{\sigma'_o} = \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \tag{9.17}$$

Nuevamente, de la figura 9.4b, podemos ver que los planos de falla en el suelo forman ángulos de $\pm(45° + \phi/2)$ con la dirección del plano principal mayor, es decir, con la horizontal. Esos planos de falla se llaman *planos de deslizamiento,* los cuales se muestran en la figura 9.4d.

Estado pasivo de Rankine

El estado pasivo de Rankine está ilustrado en la figura 9.5. AB es un muro sin fricción que se extiende hasta una profundidad infinita. La condición de esfuerzo inicial sobre un elemento de suelo está representada por el círculo a de Mohr en la figura 9.5b. Si el muro es empujado gradualmente hacia la masa de suelo, el esfuerzo efectivo principal σ'_h se incrementará. Finalmente, el muro alcanzará un estado en el que la condición de esfuerzo en el elemento de suelo es representada por el círculo b de Mohr. En este momento



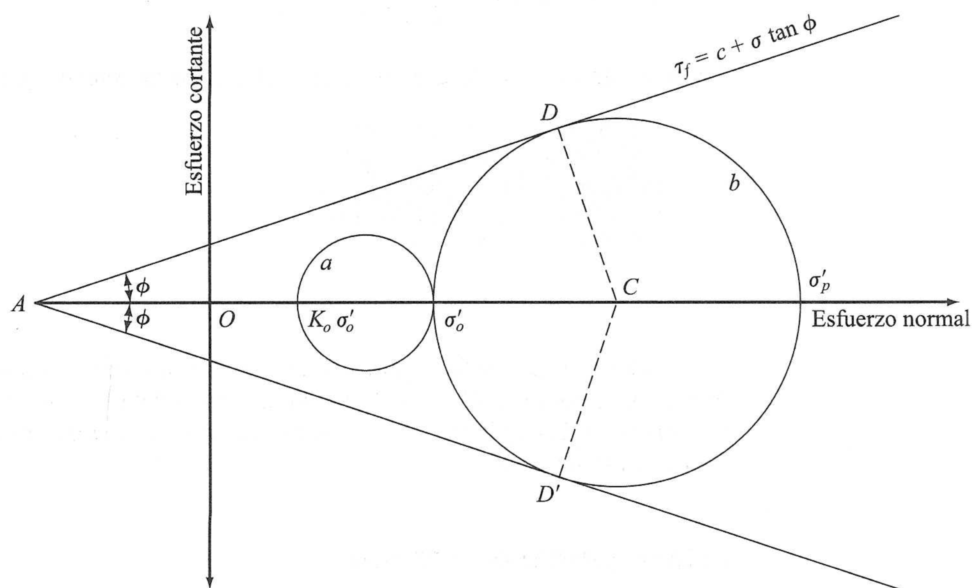
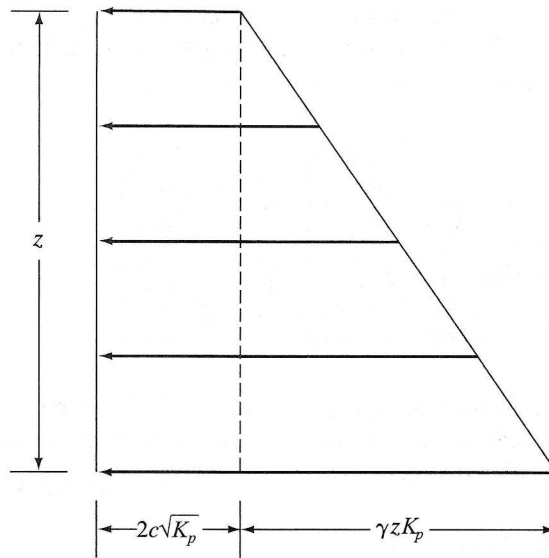
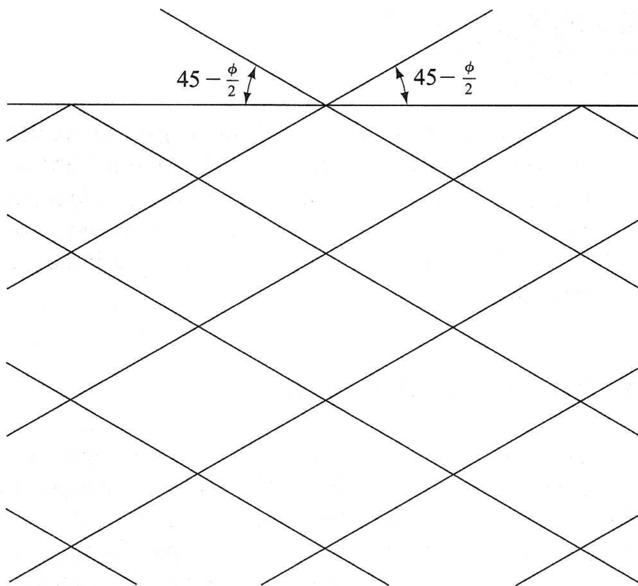


FIGURA 9.5 Presión pasiva de tierra de Rankine.



(c)



(d)

FIGURA 9.5 (Continuación.)

ocurrirá la falla del suelo, a lo cual se le llama *estado pasivo de Rankine.* La presión lateral de tierra efectiva σ'_p, que es el esfuerzo principal mayor, se llama *presión de tierra pasiva* de *Rankine*. De la figura 9.5b se demuestra que

$$\begin{aligned}\sigma'_p &= \sigma'_o \tan^2\left(45+\frac{\phi}{2}\right)+2c\tan\left(45+\frac{\phi}{2}\right)\\ &= \gamma z \tan^2\left(45+\frac{\phi}{2}\right)+2c\tan\left(45+\frac{\phi}{2}\right)\end{aligned} \tag{9.18}$$

La derivación es similar a la del estado activo de Rankine.

La figura 9.5c muestra la variación de la presión pasiva con la profundidad. Para suelos sin cohesión ($c = 0$), tenemos

$$\sigma'_p = \sigma'_o \tan^2\left(45+\frac{\phi}{2}\right)$$

o

$$\frac{\sigma'_p}{\sigma'_o} = K_p = \tan^2\left(45+\frac{\phi}{2}\right) \tag{9.19}$$

K_p en la ecuación anterior se llama *coeficiente de presión de tierra pasiva de Rankine.*

Los puntos D y D' sobre el círculo de falla (figura 9.5b) corresponden a los planos de deslizamiento en el suelo. Para el estado pasivo de Rankine, los planos de deslizamiento forman ángulos de $\pm(45° - \phi/2)$ con la dirección del plano principal menor, es decir, con la dirección horizontal. La figura 9.5d muestra la distribución de los planos de deslizamiento en la masa del suelo.

Efecto de la cedencia del muro

Del análisis anterior sabemos que es necesario un movimiento suficientemente grande del muro para alcanzar un estado de equilibrio plástico. Sin embargo, la distribución de la presión lateral de tierra contra un muro es muy influenciada por la manera en que el muro realmente cede. En la mayoría de los muros de retención simples (véase la figura 9.6), el movimiento ocurre por simple traslación o, más frecuentemente, por rotación respecto a la base.

Para un análisis teórico preliminar, consideremos un muro de retención sin fricción representado por un plano AB, como muestra la figura 9.7a. Si el muro AB, gira suficientemente respecto al fondo a una posición $A'B$, una masa triangular de suelo ABC' adyacente al muro alcanzará el estado activo de Rankine. Como los planos de deslizamiento en este estado forman ángulos de $\pm(45° + \phi/2)$ con el plano principal mayor, la masa de suelo en el estado de equilibrio plástico está limitado por el plano BC', que forma un ángulo de $(45° + \phi/2)$ con la horizontal. El suelo dentro de la zona ABC' sufre la misma de-

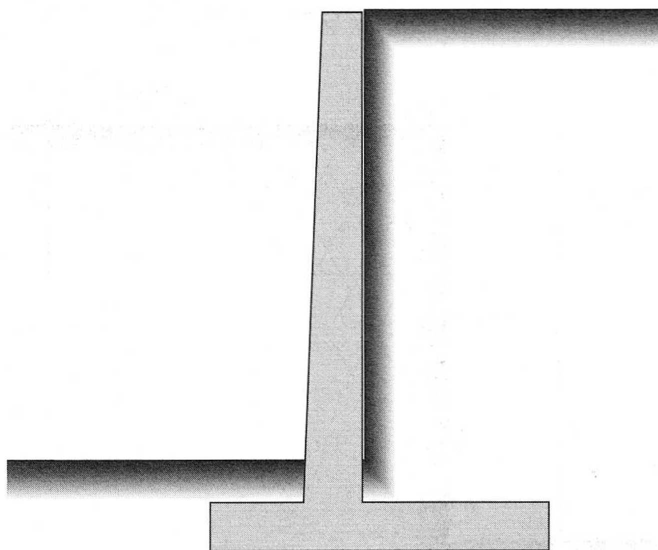


FIGURA 9.6 Muro de retención en voladizo.

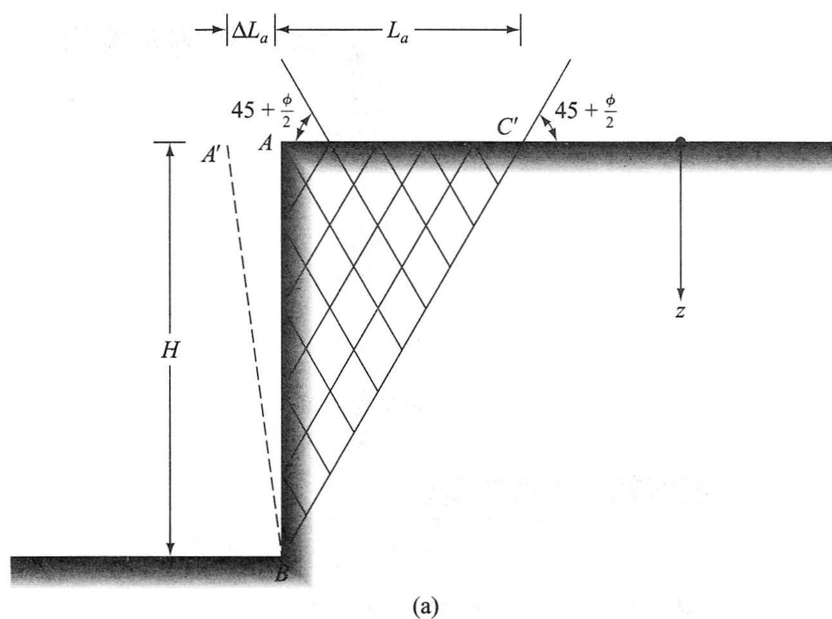
formación unitaria en la dirección horizontal en todas partes, que es igual a $\Delta L_a/L_a$. La presión lateral de tierra sobre el muro a cualquier profundidad z desde la superficie del terreno se calcula con la ecuación (9.15).

De manera similar, si el muro sin fricción AB (figura 9.7b) gira suficientemente en la masa del suelo a una posición $A''B$, entonces la masa triangular de suelo ABC'' alcanzará el estado pasivo de Rankine. El plano de deslizamiento BC'' que limita la cuña de suelo que está en un estado de equilibrio plástico, forma un ángulo de $(45° - \phi/2)$ con la horizontal. Cada punto del suelo en la zona triangular ABC'' sufre la misma deformación unitaria en la dirección horizontal, que es igual a $\Delta L_p/L_p$. La presión pasiva sobre el muro a cualquier profundidad z se evalúa con la ecuación (9.18).

Valores típicos de la máxima inclinación del muro (ΔL_a y ΔL_p) requeridos para alcanzar el estado de Rankine, se dan en la tabla 9.1. La figura 9.8 muestra la variación de la presión lateral de tierra con la inclinación del muro.

Tabla 9.1 Valores típicos de $\Delta L_a / H$ y $\Delta L_p / H$ para el estado de Rankine.

Tipo de suelo	$\Delta L_a/H$	$\Delta L_p/H$
Arena suelta	0.001 –0.002	0.01
Arena densa	0.0005 –0.001	0.005
Arcilla blanda	0.02	0.04
Arcilla dura	0.01	0.02



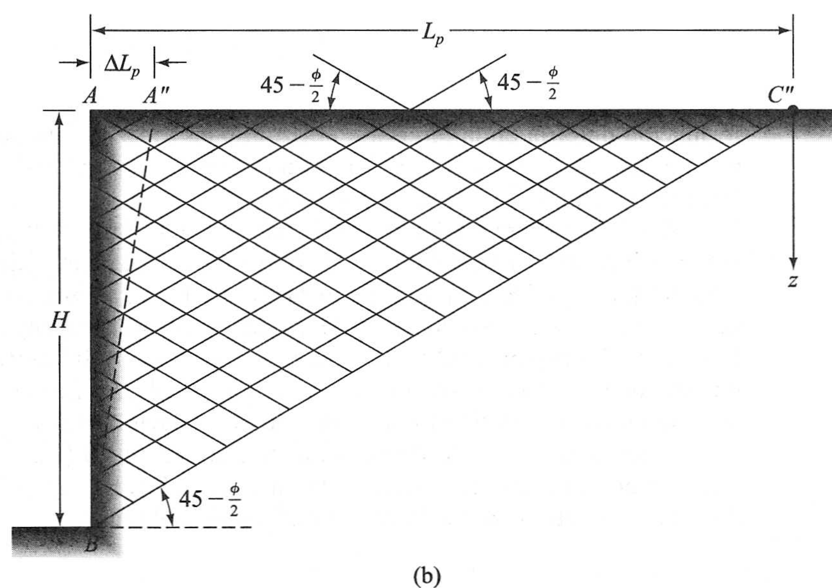


FIGURA 9.7 Rotación de un muro sin fricción respecto al fondo.

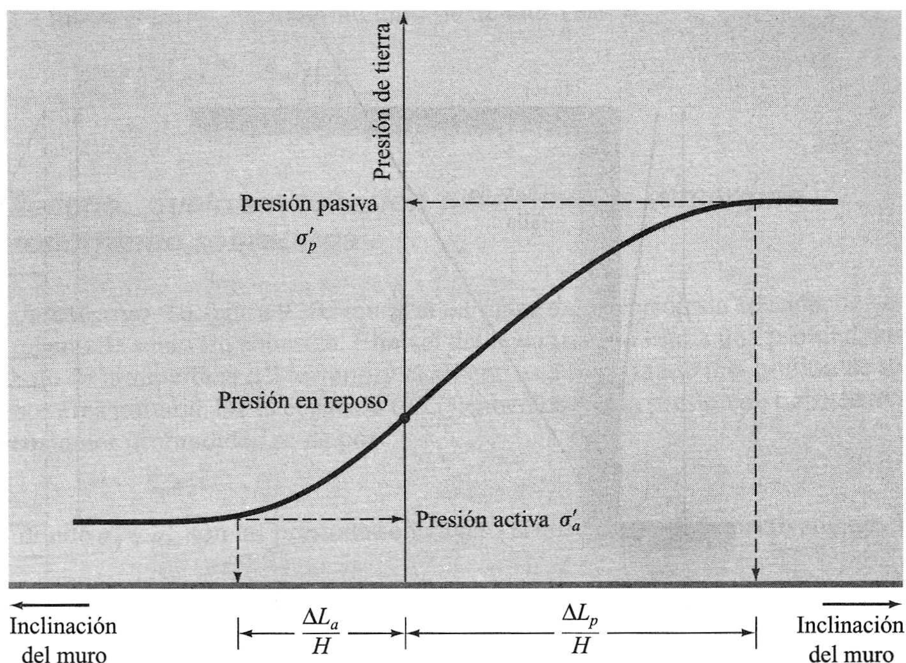


FIGURA 9.8 Variación de la magnitud de la presión lateral de tierra con la inclinación del muro.

9.3 Diagramas para la distribución de la presión lateral de tierra contra muros de retención

Relleno. Suelo sin cohesión con superficie horizontal del terreno

Caso activo La figura 9.9a muestra un muro de retención con relleno de suelo sin cohesión que tiene una superficie horizontal en el terreno. El peso específico y el ángulo de fricción del suelo son γ y ϕ, respectivamente. Para el estado activo de Rankine, la presión de tierra a cualquier profundidad contra el muro de retención se da por la ecuación (9.15):

$$\sigma_a = \sigma'_a = K_a \gamma z \qquad (\textit{Nota: } c = 0)$$

σ_a aumenta linealmente con la profundidad, y en el fondo del muro, será

$$\sigma_a = K_a \gamma H \tag{9.20}$$

La fuerza total, P_a, por longitud unitaria de muro es igual al área del diagrama de presión, por lo que

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \tag{9.21}$$

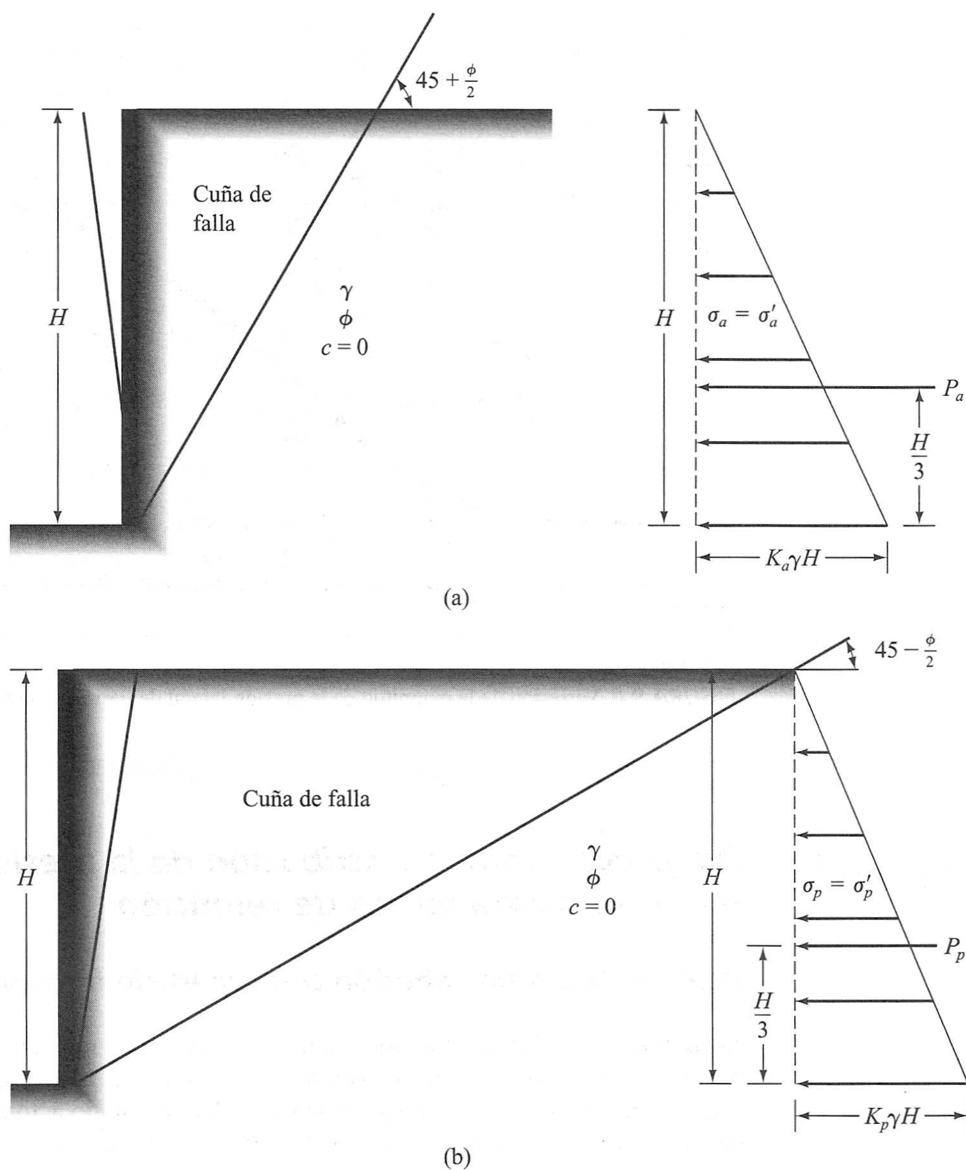


FIGURA 9.9 Distribución de la presión contra un muro de retención para un relleno de suelo sin cohesión con superficie horizontal del terreno: (a) estado activo de Rankine; (b) estado pasivo de Rankine.

Caso pasivo La distribución de la presión lateral contra un muro de retención de altura H para el estado pasivo de Rankine se muestra en la figura 9.9b. La presión lateral de la tierra a cualquier profundidad z [ecuación (9.19), $c = 0$] es

$$\sigma_p = o'_p = K_p \gamma H \tag{9.22}$$

La fuerza total P_p, por longitud unitaria de muro es

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 \quad (9.23)$$

Relleno. Suelo sin cohesión parcialmente sumergido soportando sobrecarga

Caso activo La figura 9.10a muestra un muro de retención sin fricción, de altura H y un relleno de suelo sin cohesión. El nivel del agua freática está a una profundidad de H_1 debajo de la superficie del terreno, y el relleno está soportando una presión de sobrecarga q por área unitaria. De la ecuación (9.17), sabemos que la presión de tierra activa efectiva a cualquier profundidad se da por

$$\sigma'_a = K_a \sigma'_o \quad (9.24)$$

donde σ'_o y σ'_a son las presiones efectivas vertical y lateral, respectivamente. En $z = 0$,

$$\sigma_o = \sigma'_o = q \quad (9.25)$$

y

$$\sigma_a = \sigma'_a = K_a q \quad (9.26)$$

A la profundidad $z = H_1$,

$$\sigma_o = \sigma'_o = (q + \gamma H_1) \quad (9.27)$$

y

$$\sigma_a = \sigma'_a = K_a(q + \gamma H_1) \quad (9.28)$$

A la profundidad $z = H$,

$$\sigma'_o = (q + \gamma H_1 = \gamma' H_2) \quad (9.29)$$

y

$$\sigma'_a = K_a(q + \gamma H_1 + \gamma' H_2) \quad (9.30)$$

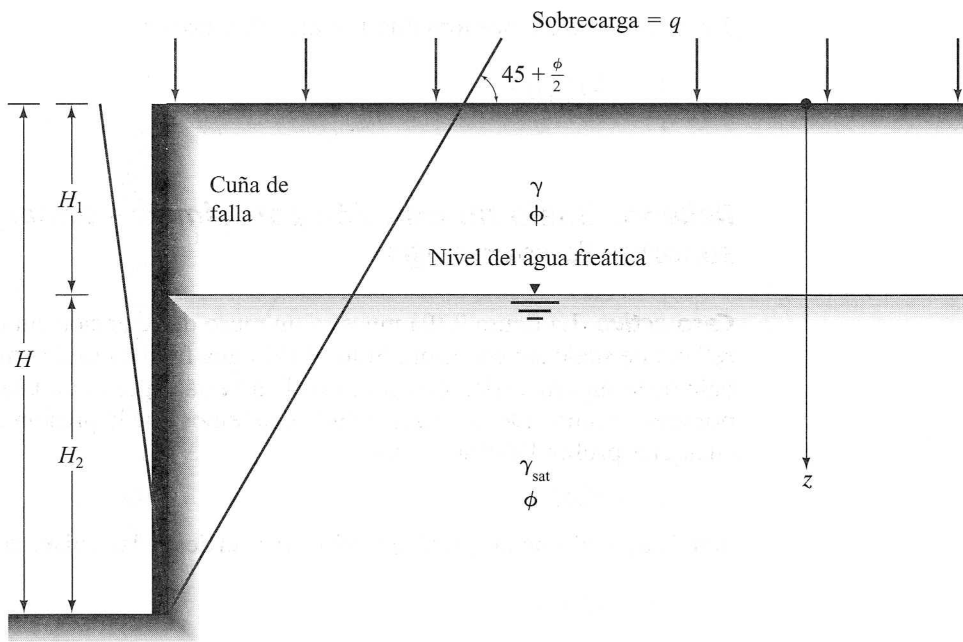
donde $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$. La variación de σ'_a con la profundidad se muestra en la figura 9.10b.

La presión lateral sobre el muro de la presión de poro entre $z = 0$ y H_1 es 0, y para $z > H_1$, ésta aumenta linealmente con la profundidad (figura 9.10c). En $z = H$,

$$u = \gamma_w H_2 \quad (9.31)$$

El diagrama de la presión lateral total, σ_a, (figura 9.10d) es la suma de los diagramas de presión mostrados en las figuras 9.10b y c. La fuerza activa total por longitud unitaria del muro es el área del diagrama de la presión total. Entonces,

$$P_a = K_a q H + \frac{1}{2} K_a \gamma H_1^2 + K_a \gamma H_1 H_2 + \frac{1}{2}(K_a \gamma' + \gamma_w) H_2^2 \quad (9.32)$$



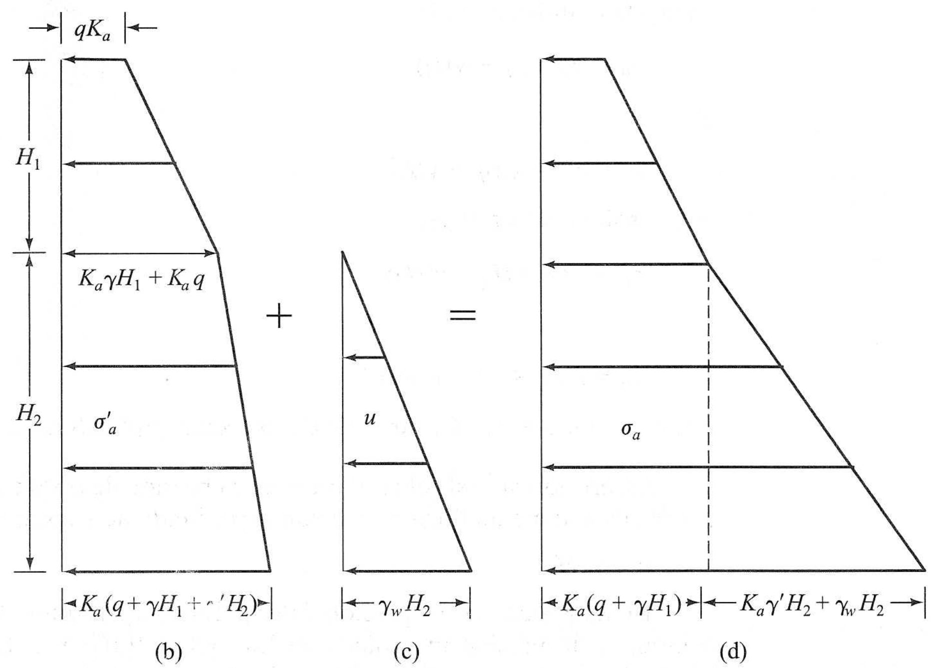


FIGURA 9.10 Distribución de la presión activa de tierra de Rankine contra un muro de retención con relleno de un suelo sin cohesión parcialmente sumergido y soportando una sobrecarga.

Caso pasivo La figura 9.11a muestra el mismo muro de retención que la figura 9.10a. La presión pasiva de Rankine (efectiva) a cualquier profundidad contra el muro se da por la ecuación (9.19):

$$\sigma_p' = K_p \sigma_o'$$

Usando la ecuación anterior, podemos determinar la variación de σ'_p con la profundidad, mostrada en la figura 9.11b. La variación de la presión por el agua sobre el muro con la profundidad se muestra en la figura 9.11c. La 9.11d muestra la distribución de la presión total, σ_p, con la profundidad. La fuerza pasiva lateral total por longitud unitaria del muro es el área del diagrama dado en la figura 9.11d, o

$$P_p = K_p q H + \frac{1}{2} K_p \gamma H_1^2 + K_p \gamma H_1 H_2 + \frac{1}{2}(K_p \gamma' + \gamma_w) H_2^2 \tag{9.33}$$

Relleno, Suelo cohesivo con relleno horizontal

Caso activo La figura 9.12a muestra un muro de retención sin fricción con un relleno de suelo cohesivo. La presión activa contra el muro a cualquier profundidad debajo de la superficie del terreno se expresa como [ecuación (9.15)]

$$\sigma_a' + K_a \gamma z - 2c\sqrt{K_a}$$

La variación de $K_a \gamma z$ con la profundidad se muestra en la figura 9.12b, y la variación de $2c\sqrt{K_a}$ con la profundidad se exhibe en la 9.12c. Note que $2c\sqrt{K_a}$ no es función de z, por lo que la figura 9.12c es un rectángulo. La variación del valor neto de σ_a con la profundidad está graficada en la figura 9.12d. Note también que debido al efecto de la cohesión, σ_a es negativa en la parte superior del muro de retención. La profundidad z_o en la que la presión activa se vuelve igual a 0 se encuentra con la ecuación (9.15):

$$K_a \gamma z_o - 2c\sqrt{K_a} = 0$$

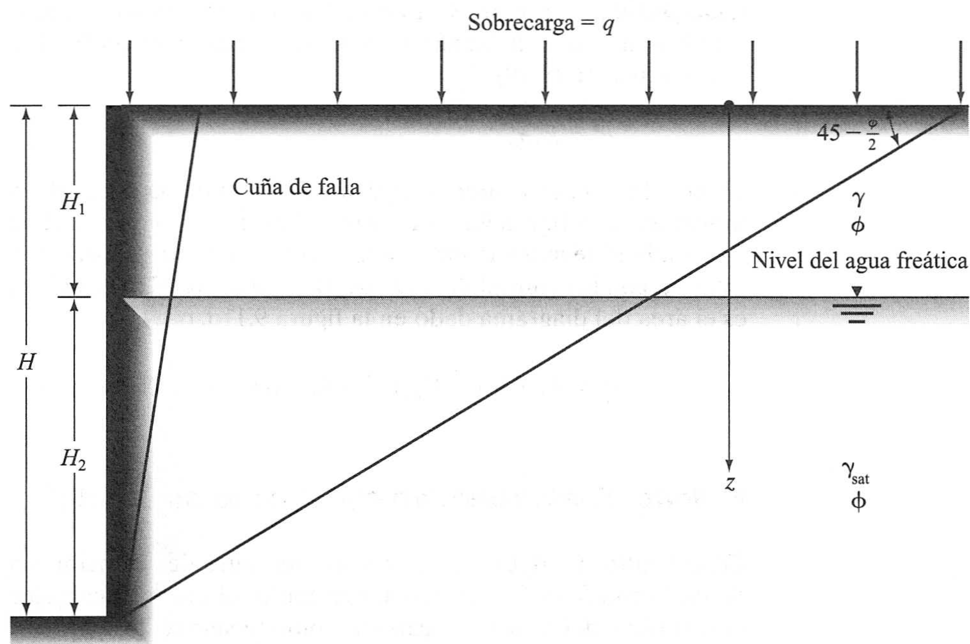
o

$$z_o = \frac{2c}{\gamma \sqrt{K_a}} \tag{9.34}$$

Para la condición no drenada, esto es, $\phi = 0$, $K_a = \tan^2 45° = 1$, y $c = c_u$ (cohesión no drenada), tenemos

$$z_o = \frac{2c_u}{\gamma} \tag{9.35}$$

Entonces, con el tiempo, se desarrollarán grietas de tensión en la interfaz suelo-muro hasta una profundidad z_o.



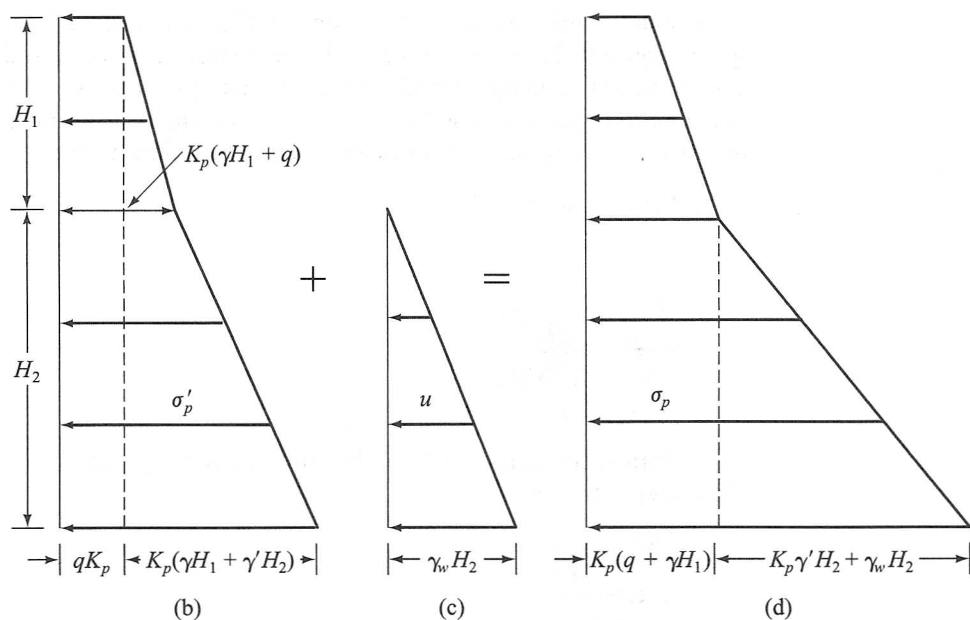
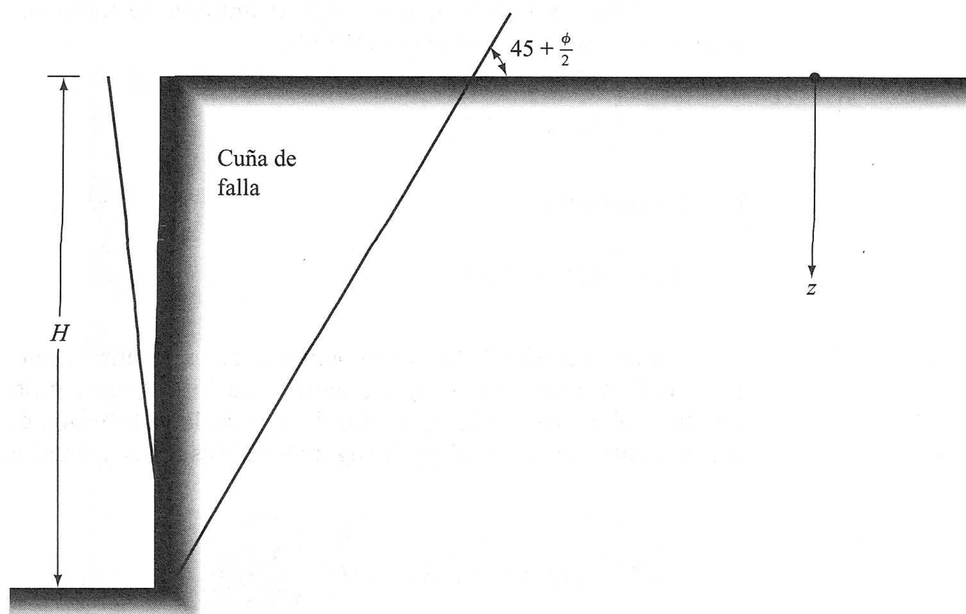


FIGURA 9.11 Distribución de la presión pasiva de tierra de Rankine contra un muro de retención con relleno de un suelo sin cohesión parcialmente sumergido y soportando una sobrecarga.



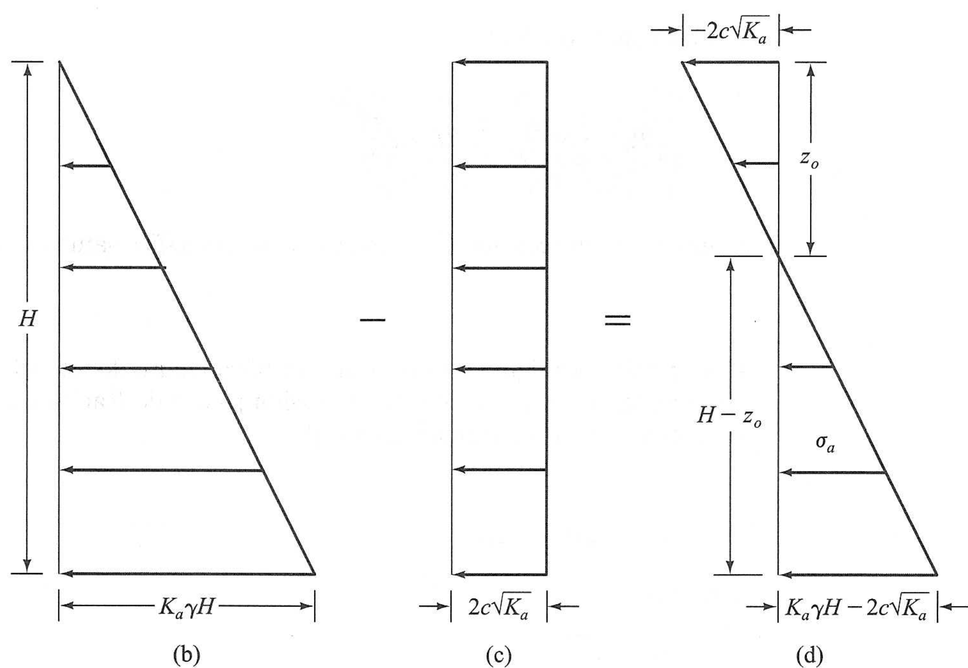


FIGURA 9.12 Distribución de la presión activa de tierra de Rankine contra un muro de retención con relleno de un suelo cohesivo.

La fuerza activa total por longitud unitaria de muro se encuentra del área del diagrama de presión total (figura 9.12d), o

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 - 2\sqrt{K_a} cH \tag{9.36}$$

Para la condición $\phi = 0$,

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 - 2c_u H \tag{9.37}$$

Para el cálculo de la fuerza activa total, es común tomar en cuenta las grietas de tensión. Como no existe contacto entre el suelo y el muro hasta una profundidad de z_o después del desarrollo de las grietas de tensión, la distribución de la presión activa contra el muro entre $z = 2c/(\gamma\sqrt{K_a})$ y H (figura 9.12d) es la única considerada. En este caso,

$$\begin{aligned} P_a &= \frac{1}{2}(K_a \gamma H - 2\sqrt{K_a} c)\left(H - \frac{2c}{\gamma\sqrt{K_a}}\right) \\ &= \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 - 2\sqrt{K_a} cH + 2\frac{c^2}{\gamma} \end{aligned} \tag{9.38}$$

Para la condición $\phi = 0$,

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 - 2c_u H + 2\frac{c_u^2}{\gamma} \tag{9.39}$$

Note que, en la ecuación (9.39), γ es el peso específico saturado del suelo.

Caso pasivo La figura 9.13a muestra el mismo muro de retención con relleno similar al considerado en la figura 9.12a. La presión pasiva de Rankine contra el muro a la profundidad z se da por [ecuación (9.18)]

$$\sigma'_p = K_p \gamma z + 2\sqrt{K_p} c$$

En $z = 0$,

$$\sigma_p = 2\sqrt{K_p} c \tag{9.40}$$

y en $z = H$,

$$\sigma_p = K_p \gamma H + 2\sqrt{K_p} c \tag{9.41}$$

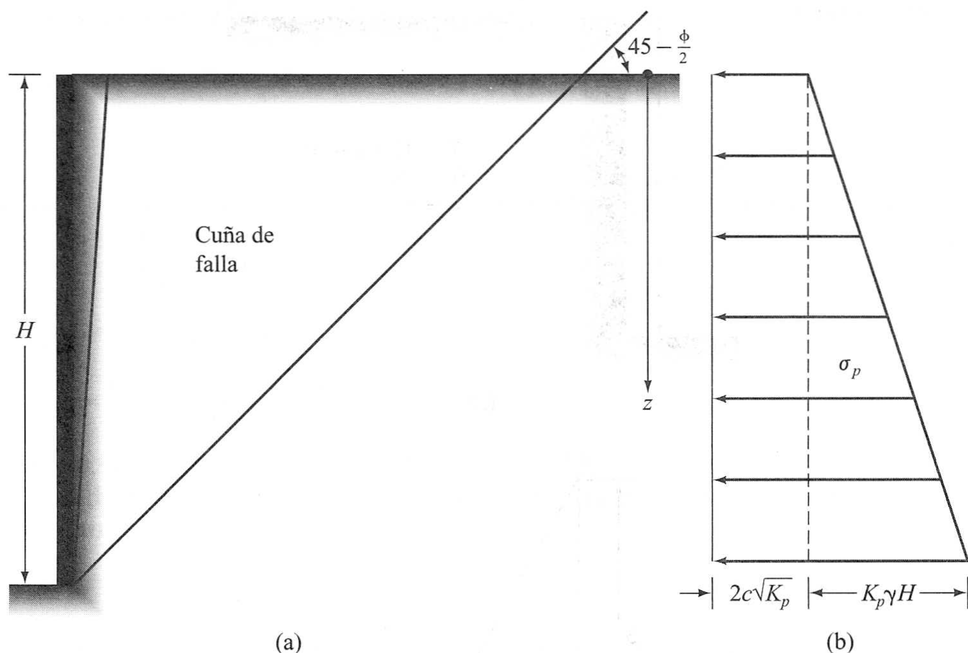


FIGURA 9.13 Distribución de la presión activa de tierra de Rankine contra un muro de rentención con relleno de un suelo cohesivo.

La variación de σ_p con la profundidad se muestra en la figura 9.13b. La fuerza pasiva por longitud unitaria del muro se encuentra con el área de los diagramas de presión como

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 + 2\sqrt{K_p} cH \tag{9.42}$$

Para la condición $\phi = 0$, $K_p = 1$ y

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 + 2c_u H \tag{9.43}$$

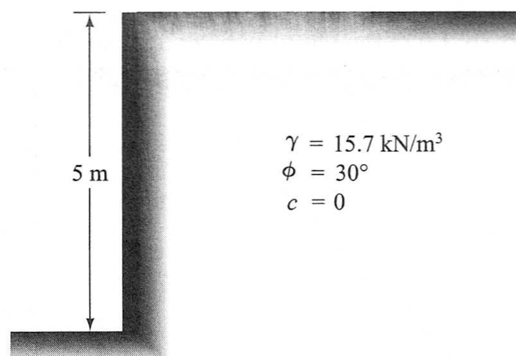
En la ecuación (9.43), γ es el peso específico saturado del suelo.

EJEMPLO 9.1 Calcule las fuerzas activa y pasiva de Rankine por unidad de longitud del muro mostrado en la figura 9.14a, y determine también la posición de la resultante.

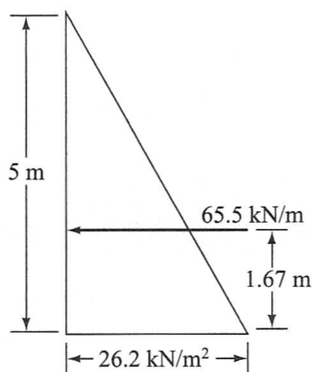
Solución Para determinar la fuerza neta, ya que $c = 0$, tenemos

$$\sigma'_a = K_a \sigma'_o = K_a \gamma z$$

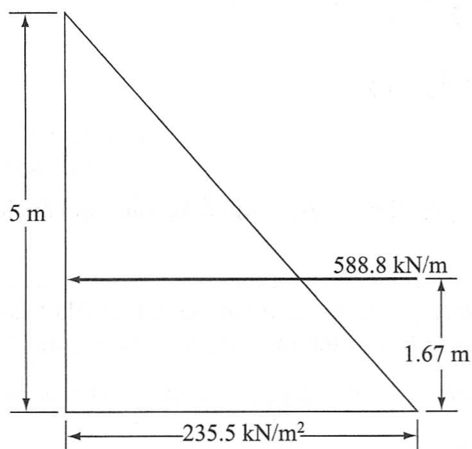
$$K_a = \frac{1 - \operatorname{sen} \phi}{1 + \operatorname{sen} \phi} = \frac{1 - \operatorname{sen} 30°}{1 + \operatorname{sen} 30°} = \frac{1}{3}$$



(a)



(b)



(c)

FIGURA 9.14

El diagrama de la distribución de presión activa se muestra en la figura 9.14b:

$$\text{fuerza activa } P_a = \frac{1}{2}(5)(26.2)$$

$$= \mathbf{65.5\ kN/m}$$

La distribución de la presión total es triangular, y entonces P_a actuará a una distancia de 5/3 = 1.67 arriba del fondo del muro.

Para determinar la fuerza pasiva, $c = 0$, por lo que

$$\sigma'_p = \sigma_p = K_p \sigma'_o = K_p \gamma z$$

$$K_p = \frac{1 + \text{sen}\,\phi}{1 - \text{sen}\,\phi} = \frac{1 + 0.5}{1 - 0.5} = 3$$

En $z = 0$, $\sigma'_p = 0$; en $z = 5$ m, $\sigma'_p = 3(15.7)(5) = 235.5$ kN/m^2.

La distribución de la presión pasiva total contra el muro se muestra en la figura 9.14c. Ahora,

$$P_p = \frac{1}{2}(5)(235.5) = \mathbf{588.8\ kN/m}$$

La resultante actuará a una distancia de 5/3 = 1.67 m arriba del fondo del muro. ■

EJEMPLO 9.2

Si el muro de retención mostrado en la figura 9.14a no puede moverse, ¿cuál será la fuerza lateral por longitud unitaria del muro?

Solución Si el muro no puede moverse, el relleno ejercerá una presión de tierra en reposo. Entonces,

$$\sigma'_h = \sigma_h = K_o \sigma'_o = K_o(\gamma z) \qquad \text{[ecuación (9.2)]}$$

$$K_o = 1 - \text{sen}\,\phi \qquad \text{[ecuación (9.3)]}$$

o

$$K_o = 1 - \text{sen}\,30° = 0.5$$

y en $z = 0$, $\sigma'_h = 0$; en 5 m, $\sigma'_h = (0.5)(5)(15.7) = 39.3$ kN/m^2.

El diagrama de distribución de presión total se muestra en la figura 9.15.

$$P_o = \frac{1}{2}(5)(39.3) = \mathbf{98.3\ kN/m}$$ ■

EJEMPLO 9.3

Un muro de retención que tiene un relleno de arcilla blanda y saturada, se muestra en la figura 9.16. Para la condición no drenada ($\phi = 0$) del relleno, determine los siguientes valores:

a. La profundidad máxima de la grieta de tensión
b. P_a antes de que ocurra la grieta de tensión
c. P_a después de que ocurra la grieta de tensión

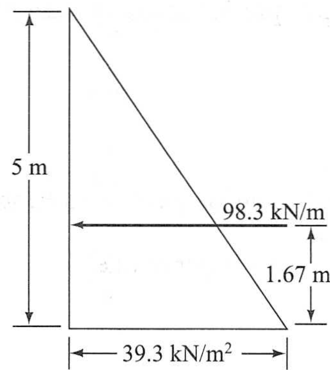


FIGURA 9.15

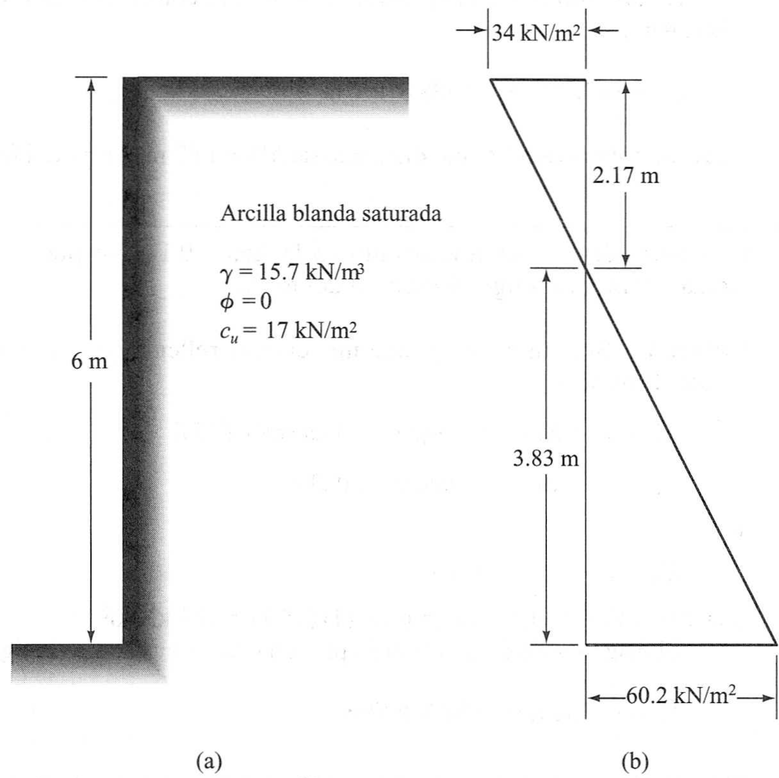


FIGURA 9.16

Solución Para $\phi = 0$, $K_a = \tan^2 45° = 1$ y $c = c_u$. De la ecuación (9.15), para la condición no drenada, tenemos

$$\sigma_a = \gamma z - 2c_u$$

En $z = 0$,

$$\sigma_a = -2c_u = -(2)(17) = 34 \text{ kN/m}^2$$

En $z = 6$ m,

$$\sigma_a = (15.7)(6) - (2)(17) = 60.2 \text{ kN/m}^2$$

La variación de σ_a con la profundidad se muestra en la figura 9.16b.

a. De la ecuación (9.35), la profundidad de la grieta de tensión es igual a

$$z_o = \frac{2c_u}{\gamma} = \frac{(2)(17)}{15.7} = \mathbf{2.17\ m}$$

b. Antes de que ocurra la grieta de tensión [ecuación (9.37),

$$P_a = \frac{1}{2}\gamma H^2 - 2c_u H$$

o

$$P_a = \frac{1}{2}(15.7)(6)^2 - 2(17)(6) = \mathbf{78.6\ kN/m}$$

c. Después de que ocurre la grieta de tensión,

$$P_a = \frac{1}{2}(6 - 2.17)(60.2) = \mathbf{115.3\ kN/m}$$

Nota: La P_a precedente también se obtiene sustituyendo los valores apropiados en la ecuación (9.39). ■

EJEMPLO 9.4

En la figura 9.17a se muestra un muro de retención sin fricción.

a. Determine la fuerza activa, P_a, después de que ocurre la grieta de tensión.
b. ¿Cuál es la fuerza pasiva, P_p?

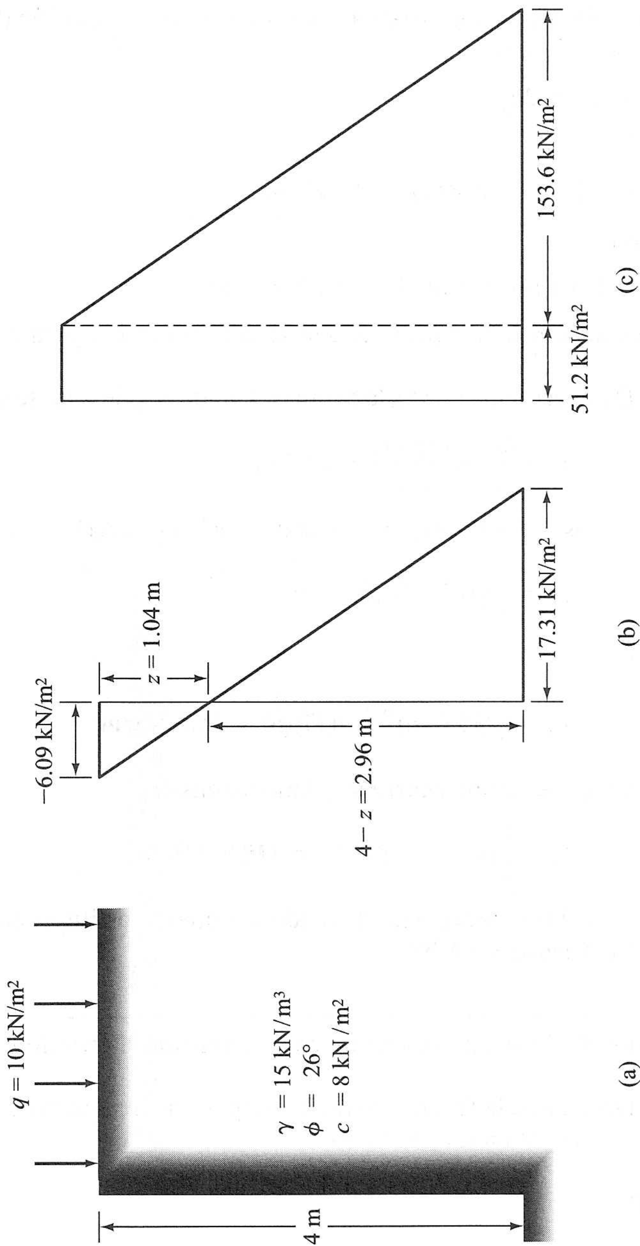
Solución

a. Dado $\phi = 26°$, tenemos

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}\,\phi}{1 + \text{sen}\,\phi} = \frac{1 - \text{sen}\,26°}{1 + \text{sen}\,26°} = 0.39$$

De la ecuación (9.15),

$$\sigma'_a = \sigma_a = K_a\sigma'_o - 2c\sqrt{K_a}$$



$q = 10$ kN/m²
$\gamma = 15$ kN/m³
$\phi = 26°$
$c = 8$ kN/m²
4 m
(a)
−6.09 kN/m²
$z = 1.04$ m
$4 - z = 2.96$ m
17.31 kN/m²
(b)
51.2 kN/m²
153.6 kN/m²
(c)

FIGURA 9.17

En $z = 0$,

$$\sigma'_a = \sigma_a = (0.39)(10) - (2)(8)\sqrt{0.39} = 3.9 - 9.99 = -6.09 \text{ kN/m}^2$$

En $z = 4$ m,

$$\sigma'_a = \sigma_a = (0.39)[10 + (4)(15)] - (2)(8)\sqrt{0.39} = 27.3 - 9.99$$
$$= 17.31 \text{ kN/m}^2$$

La distribución de presión se m estra en la figura 9.17b. De este diagrama, vemos que

$$\frac{6.09}{z} = \frac{17.31}{4 - z}$$

o

$$z = 1.04 \text{ m}$$

Después de que ocurre la grieta de tensión,

$$P_a = \frac{1}{2}(4 - z)(17.31) = \left(\frac{1}{2}\right)(2.96)(17.31) = \mathbf{25.62\ kN/m}$$

b. Dado $\phi = 26°$, tenemos

$$K_p = \frac{1 + \text{sen}\,\phi}{1 - \text{sen}\,\phi} = \frac{1 + \text{sen}\,26°}{1 - \text{sen}\,26°} = \frac{1.4384}{0.5616} = 2.56$$

De la ecuación (9.18),

$$\sigma'_p = \sigma_p = K_p\sigma'_o = 2\sqrt{K_p}c$$

En $z = 0$, $\sigma'_o = 10$ kN/m² y

$$\sigma'_p = \sigma_p = (2.56)(10) + 2\sqrt{2.56}(8) = 25.6 + 25.6 = 51.2 \text{ kN/m}^2$$

De nuevo, en $z = 4$ m, $\sigma_o = (10 + 4 \times 15) = 70$ kN/m² y

$$\sigma'_p = \sigma_p = (2.56)(70) + 2\sqrt{2.56}(8) = 204.8 \text{ kN/m}^2$$

La distribución de σ_p ($= \sigma'_p$) se muestra en la figura 9.17c. La fuerza lateral por longitud unitaria de muro es

$$P_p = (51.2)(4) + \frac{1}{2}(4)(153.6) = 204.8 + 307.2 = \mathbf{512\ kN/m}$$ ■

EJEMPLO 9.5

En la figura 9.18a se muestra un muro de retención. Determine la fuerza activa de Rankine, P_a, por longitud unitaria de muro. Determine también la posición de la resultante.

Solución Dado $c = 0$, sabemos que $\sigma'_a = K_a\sigma'_o$. Para el estrato superior del suelo, el coeficiente de presión activa de tierra de Rankine es

$$K_a = K_{a(1)} = \frac{1 - \text{sen}\,30°}{1 + \text{sen}\,30°} = \frac{1}{3}$$

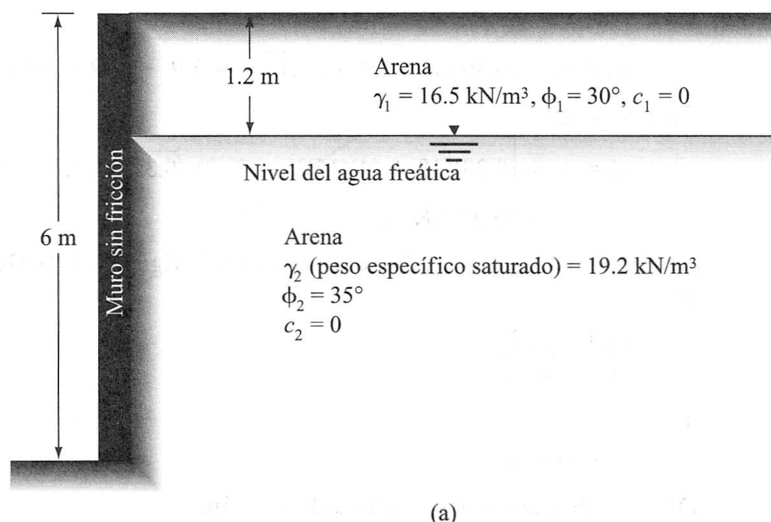


FIGURA 9.18

Para el estrato inferior,

$$K_a = K_{a(2)} = \frac{1 - \text{sen}\,35°}{1 + \text{sen}\,35°} = \frac{0.4264}{1.5736} = 0.271$$

En $z = 0$, $\sigma_o = \sigma'_o = 0$. En $z = 1.2$ m (justo dentro del fondo del estrato superior), $\sigma_o = \sigma'_o = (1.2)(16.5) = 19.8$ kN/m². Entonces

$$\sigma_a = \sigma'_a = K_{a(1)}\sigma'_o = \left(\frac{1}{3}\right)(19.8) = 6.6 \text{ kN/m}^2$$

De nuevo, en $z = 1.2$ m (en el estrato inferior), $\sigma_o = \sigma'_o = (1.2)(16.5) = 19.8$ kN/m², y

$$\sigma_a = \sigma'_a = K_{a(2)}\sigma'_o = (0.271)(19.8) = 5.37 \text{ kN/m}^2$$

En $z = 6$ m,

$$\sigma'_o = (1.2)(16.5) + (4.8)(19.2 - \underset{\substack{\uparrow \\ \gamma_w}}{9.81}) = 64.87 \text{ kN/m}^2$$

y

$$\sigma'_a = K_{a(2)}\sigma'_o = (0.271)(64.87) = 17.58 \text{ kN/m}^2$$

La variación de σ'_a con la profundidad se muestra en la figura 9.18b.

Las presiones laterales del agua de poro son como sigue:

En $z = 0, u = 0$

En $z = 1.2$ m$, u = 0$

En $z = 6$ m$, u = (4.8)(\gamma_w) = (4.8)(9.81) = 47.1$ kN/m²

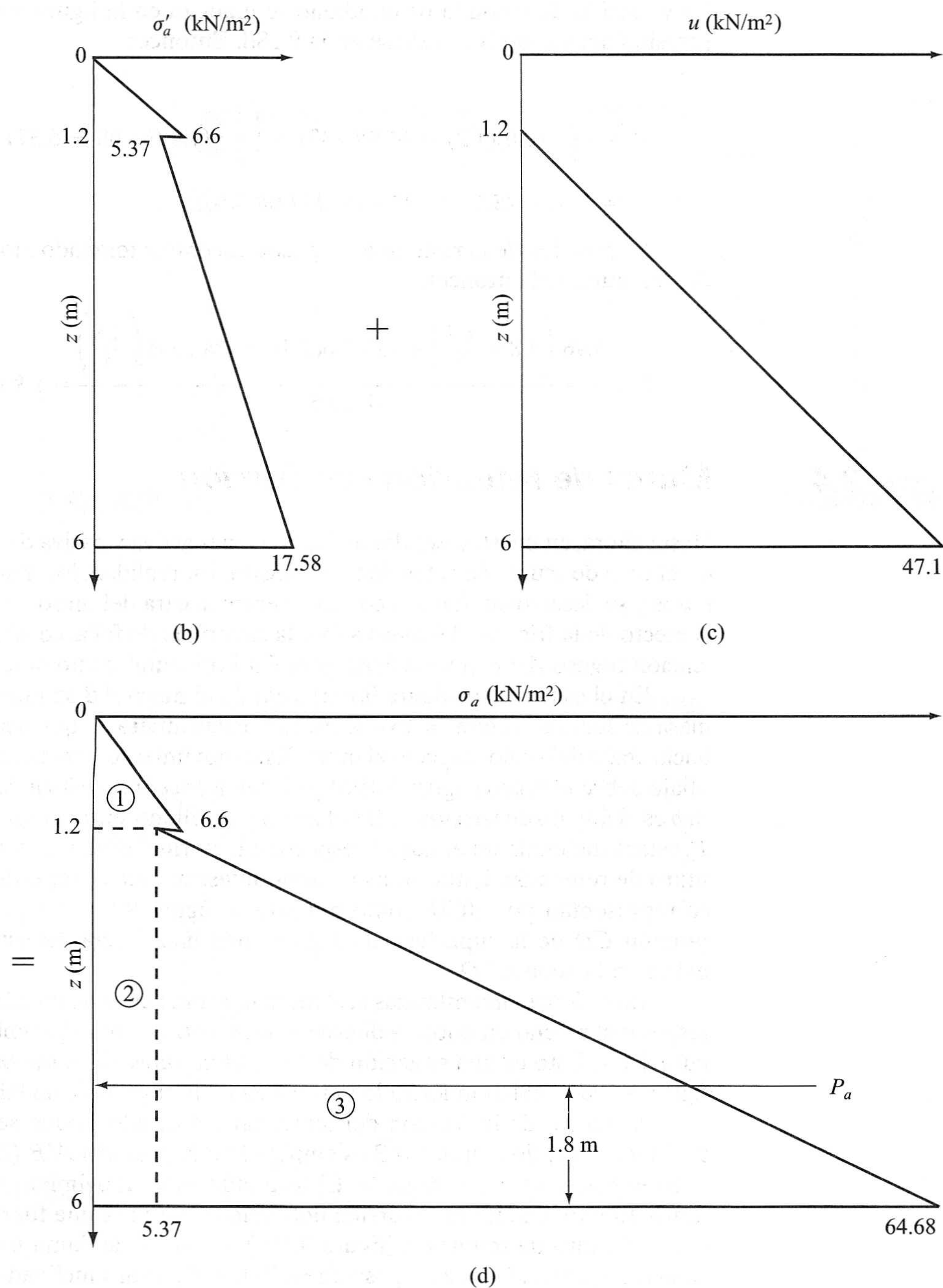


FIGURA 9.18 (Continuación.)

La variación de u con la profundidad se muestra en la figura 9.18c, y la variación de σ_a (presión activa total) se exhibe en la 9.18d. Entonces

$$P_a = \left(\frac{1}{2}\right)(6.6)(1.2) + (4.8)(5.37) + \left(\frac{1}{2}\right)(4.8)(64.68 - 5.37)$$

$$= 3.96 + 25.78 + 142.34 = \mathbf{172.08\ kN/m}$$

La posición de la resultante se puede encontrar tomando momentos respecto al fondo del muro. Así entonces,

$$\bar{z} = \frac{3.96\left(4.8 + \frac{1.2}{3}\right) + (25.78)(2.4) + (142.34)\left(\frac{4.8}{3}\right)}{172.08} = \mathbf{1.8\ m}$$

■

9.4 Muros de retención con fricción

Hasta ahora, en nuestro estudio de las presiones activa y pasiva de tierra, hemos considerado el caso de muros de retención sin fricción. En realidad, los muros de retención son rugosos y se desarrollan fuerzas cortantes entre la cara del muro y el relleno. Para entender el efecto de la fricción del muro sobre la superficie de falla, consideremos un muro de retención rugoso AB con un relleno granular horizontal, como muestra la figura 9.19.

En el caso activo (figura 9.19a), cuando el muro AB se mueve a la posición $A'B$, la masa de suelo en la zona activa se estirará hacia afuera, lo que ocasionará un movimiento hacia abajo del suelo respecto al muro. Este movimiento genera una fuerza cortante hacia abajo sobre el muro (figura 9.19b) y se llama *fricción positiva de muro en el caso activo.* Si δ es el ángulo de fricción entre el muro y el relleno, entonces la fuerza activa resultante P_a estará inclinada un ángulo δ respecto a la normal dibujada sobre la cara posterior del muro de retención. Estudios avanzados muestran que la superficie de falla en el relleno se representan por BCD, como muestra la figura 9.19a. La porción BC es curva y la porción CD de la superficie de falla es una línea recta. El estado activo de Rankine existe en la zona ACD.

Bajo ciertas circunstancias, si el muro mostrado en la figura 9.19a es forzado hacia abajo respecto al relleno, entonces la dirección de la fuerza activa, P_a, cambiará como muestra la figura 9.19c. Esto es una situación de *fricción negativa de muro en el caso activo* $(-\delta)$. La figura 9.19c también muestra la naturaleza de la superficie de falla en el relleno.

El efecto de la fricción del muro para el estado pasivo se muestra en las figuras 9.19d y e. Cuando el muro AB es empujado a la posición $A'B$ (figura 9.19d), el suelo en la zona pasiva será comprimido. El resultado es un movimiento hacia arriba relativo al muro. El movimiento hacia arriba del suelo ocasionará una fuerza cortante hacia arriba sobre el muro de retención (figura 9.19e). A ésta se le llama *fricción positiva del muro en el caso pasivo.* La fuerza pasiva resultante, P_p, estará inclinada un ángulo δ respecto a la normal dibujada sobre la cara posterior del muro. La superficie de falla en el suelo tiene una porción inferior curva BC y una porción superior recta CD. El estado pasivo de Rankine existe en la zona ACD.

Si el muro mostrado en la figura 9.19d es forzado hacia arriba respecto al relleno, entonces la dirección de la fuerza pasiva, P_p, cambiará como muestra la figura 9.19f.

(a) Caso activo (+δ)

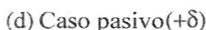
(b)

(c) Caso activo (−δ)

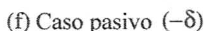
FIGURA 9.19 Efecto de la fricción del muro sobre la superficie de falla.

Ésta es una *fricción negativa del muro en el caso pasivo* $(-\delta)$. La figura 9.19f también muestra la naturaleza de la superficie de falla en el relleno bajo tal condición.

Para consideraciones prácticas, en el caso de un relleno granular suelto, el ángulo de fricción δ del muro se toma igual al ángulo de fricción ϕ del suelo. Para rellenos granulares densos, δ es menor que ϕ y está en el rango $\phi/2 \leq \delta \leq (2/3)\phi$.



(d) Caso pasivo(+δ) (e)



(f) Caso pasivo (−δ)

FIGURA 9.19 (Continuación.)

9.5 Teoría de la presión de tierra de Coulomb

Hace más de 200 años, Coulomb (1776) presentó una teoría para las presiones activa y pasiva de tierra contra muros de retención, en la cual, supuso que la superficie de falla es un plano. La fricción del muro se tomó en consideración. Los principios generales de la derivación de la teoría de la presión de tierra de Coulomb para un relleno sin cohesión (resistencia cortante definida por la ecuación $\tau_f = \sigma' \tan \phi$) se dan en esta sección.

Caso activo

Sea AB (figura 9.20a) la cara posterior de un muro de retención que soporta un suelo granular cuya superficie forma una pendiente constante α con la horizontal.

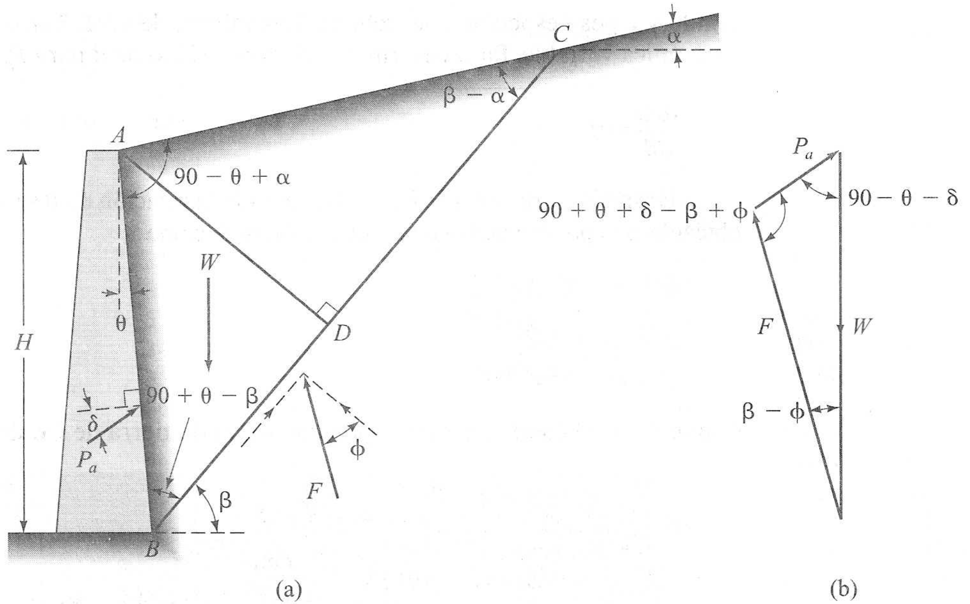


FIGURA 9.20 Presión activa de Coulomb: (a) cuña de falla de prueba; (b) polígono de fuerzas.

BC es una superficie de falla de prueba. En la consideración de estabilidad de la cuña probable de falla *ABC*, las siguientes fuerzas están implicadas (por longitud unitaria de muro):

1. *W*, el peso efectivo de la cuña de suelo.
2. *F*, la resultante de las fuerzas cortante y normal sobre la superficie de falla, *BC*, la cual está inclinada un ángulo ϕ respecto a la normal dibujada al plano *BC*.
3. P_a, la fuerza activa por longitud unitaria de muro. La dirección de P_a está inclinada un ángulo δ respecto a la normal dibujada a la cara del muro que soporta el suelo. δ es el ángulo de fricción entre el suelo y el muro.

El triángulo de fuerzas para la cuña se muestra en la figura 9.20b. De la ley de los senos, tenemos

$$\frac{W}{\text{sen}(90 + \theta + \delta - \beta + \phi)} = \frac{P_a}{\text{sen}(\beta - \phi)} \tag{9.44}$$

o

$$P_a = \frac{\text{sen}(\beta - \phi)}{\text{sen}(90 + \theta + \delta - \beta + \phi)} W \tag{9.45}$$

La ecuación precedente se puede escribir en la forma

$$P_a = \frac{1}{2}\gamma H^2 \left[\frac{\cos(\theta - \beta)\cos(\theta - \alpha)\,\text{sen}(\beta - \phi)}{\cos^2\theta\,\text{sen}(\beta - \alpha)\,\text{sen}(90 + \theta + \delta - \beta + \phi)} \right] \tag{9.46}$$

donde γ = peso específico del relleno. Los valores de γ, H, θ, α, ϕ, y δ son constantes, y β es la única variable. Para determinar el valor crítico de β para P_a, máxima, tenemos

$$\frac{dP_a}{d\beta} = 0 \tag{9.47}$$

Después de resolver la Ec. (9.47), cuando la relación de β se sustituye en la Ec. (9.46), obtenemos la presión activa de tierra de Coulomb como

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \tag{9.48}$$

donde K_a es el coeficiente de la presión activa de tierra de Coulomb, dado por

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2\theta \cos(\delta + \theta)\left[1 + \sqrt{\frac{\operatorname{sen}(\delta + \phi)\operatorname{sen}(\phi - \alpha)}{\cos(\delta + \theta)\cos(\theta - \alpha)}}\right]^2} \tag{9.49}$$

Note que cuando $\alpha = 0°$, $\theta = 0°$, y $\delta = 0°$, el coeficiente de la presión activa de tierra de Coulomb es igual a $(1 - \operatorname{sen}\phi)/(1 + \operatorname{sen}\phi)$, que es el mismo que el coeficiente de la presión de tierra de Rankine dado anteriormente en este capítulo.

La variación de los valores de K_a para muros de retención con una pared vertical ($\theta = 0$) y relleno horizontal ($\alpha = 0$) se da en la tabla 9.2. En ésta, note que para un valor dado de ϕ, el efecto de la fricción del muro es reducir algo el coeficiente de presión activa de tierra.

Las tablas 9.3 y 9.4 dan los valores de K_a [ecuación (9.49)] para $\delta = \frac{2}{3}\phi$ y $\delta = \phi/2$ y son útiles en el diseño de muros de retención (véase el capítulo 11).

Tabla 9.2 Valores de K_a [ecuación (9.49) para $\theta = 0°$, $\alpha = 0°$.

	δ (grados) →					
↓ ϕ (grados)	**0**	**5**	**10**	**15**	**20**	**25**
28	0.3610	0.3448	0.3330	0.3251	0.3203	0.3186
30	0.3333	0.3189	0.3085	0.3014	0.2973	0.2956
32	0.3073	0.2945	0.2853	0.2791	0.2755	0.2745
34	0.2827	0.2714	0.2633	0.2579	0.2549	0.2542
36	0.2596	0.2497	0.2426	0.2379	0.2354	0.2350
38	0.2379	0.2292	0.2230	0.2190	0.2169	0.2167
40	0.2174	0.2089	0.2045	0.2011	0.1994	0.1995
42	0.1982	0.1916	0.1870	0.1841	0.1828	0.1831

Tabla 9.3 Valores de K_a [ecuación (9.49)]. *Nota:* $\delta = \frac{2}{3}\phi$.

α (grados)	ϕ (grados)	θ (grados) 0	5	10	15	20	25
0	28	0.3213	0.3588	0.4007	0.4481	0.5026	0.5662
	29	0.3091	0.3467	0.3886	0.4362	0.4908	0.5547
	30	0.2973	0.3349	0.3769	0.4245	0.4794	0.5435
	31	*0.2860*	*0.3235*	*0.3655*	*0.4133*	*0.4682*	*0.5326*
	32	0.2750	0.3125	0.3545	0.4023	0.4574	0.5220
	33	0.2645	0.3019	0.3439	0.3917	0.4469	0.5117
	34	0.2543	0.2916	0.3335	0.3813	0.4367	0.5017
	35	0.2444	0.2816	0.3235	0.3713	0.4267	0.4919
	36	0.2349	0.2719	0.3137	0.3615	0.4170	0.4824
	37	0.2257	0.2626	0.3042	0.3520	0.4075	0.4732
	38	0.2168	0.2535	0.2950	0.3427	0.3983	0.4641
	39	0.2082	0.2447	0.2861	0.3337	0.3894	0.4553
	40	0.1998	0.2361	0.2774	0.3249	0.3806	0.4468
	41	0.1918	0.2278	0.2689	0.3164	0.3721	0.4384
	42	0.1840	0.2197	0.2606	0.3080	0.3637	0.4302
5	28	0.3431	0.3845	0.4311	0.4843	0.5461	0.6190
	29	0.3295	0.3709	0.4175	0.4707	0.5325	0.6056
	30	0.3165	0.3578	0.4043	0.4575	0.5194	0.5926
	31	0.3039	0.3451	0.3916	0.4447	0.5067	0.5800
	32	0.2919	0.3329	0.3792	0.4324	0.4943	0.5677
	33	0.2803	0.3211	0.3673	0.4204	0.4823	0.5558
	34	0.2691	0.3097	0.3558	0.4088	0.4707	0.5443
	35	0.2583	0.2987	0.3446	0.3975	0.4594	0.5330
	36	0.2479	0.2881	0.3338	0.3866	0.4484	0.5221
	37	0.2379	0.2778	0.3233	0.3759	0.4377	0.5115
	38	0.2282	0.2679	0.3131	0.3656	0.4273	0.5012
	39	0.2188	0.2582	0.3033	0.3556	0.4172	0.4911
	40	0.2098	0.2489	0.2937	0.3458	0.4074	0.4813
	41	0.2011	0.2398	0.2844	0.3363	0.3978	0.4718
	42	0.1927	0.2311	0.2753	0.3271	0.3884	0.4625
10	28	0.3702	0.4164	0.4686	0.5287	0.5992	0.6834
	29	0.3548	0.4007	0.4528	0.5128	0.5831	0.6672
	30	0.3400	0.3857	0.4376	0.4974	0.5676	0.6516
	31	0.3259	0.3713	0.4230	0.4826	0.5526	0.6365
	32	0.3123	0.3575	0.4089	0.4683	0.5382	0.6219
	33	0.2993	0.3442	0.3953	0.4545	0.5242	0.6078
	34	0.2868	0.3314	0.3822	0.4412	0.5107	0.5942
	35	0.2748	0.3190	0.3696	0.4283	0.4976	0.5810
	36	0.2633	0.3072	0.3574	0.4158	0.4849	0.5682
	37	0.2522	0.2957	0.3456	0.4037	0.4726	0.5558
	38	0.2415	0.2846	0.3342	0.3920	0.4607	0.5437
	39	0.2313	0.2740	0.3231	0.3807	0.4491	0.5321
	40	0.2214	0.2636	0.3125	0.3697	0.4379	0.5207
	41	0.2119	0.2537	0.3021	0.3590	0.4270	0.5097
	42	0.2027	0.2441	0.2921	0.3487	0.4164	0.4990

Tabla 9.3 (Continuación.)

α (grados)	ϕ (grados)	θ (grados) 0	5	10	15	20	25
15	28	0.4065	0.4585	0.5179	0.5868	0.6685	0.7670
	29	0.3881	0.4397	0.4987	0.5672	0.6483	0.7463
	30	0.3707	0.4219	0.4804	0.5484	0.6291	0.7265
	31	0.3541	0.4049	0.4629	0.5305	0.6106	0.7076
	32	0.3384	0.3887	0.4462	0.5133	0.5930	0.6895
	33	0.3234	0.3732	0.4303	0.4969	0.5761	0.6721
	34	0.3091	0.3583	0.4150	0.4811	0.5598	0.6554
	35	0.2954	0.3442	0.4003	0.4659	0.5442	0.6393
	36	0.2823	0.3306	0.3862	0.4513	0.5291	0.6238
	37	0.2698	0.3175	0.3726	0.4373	0.5146	0.6089
	38	0.2578	0.3050	0.3595	0.4237	0.5006	0.5945
	39	0.2463	0.2929	0.3470	0.4106	0.4871	0.5805
	40	0.2353	0.2813	0.3348	0.3980	0.4740	0.5671
	41	0.2247	0.2702	0.3231	0.3858	0.4613	0.5541
	42	0.2146	0.2594	0.3118	0.3740	0.4491	0.5415
20	28	0.4602	0.5205	0.5900	0.6714	0.7689	0.8880
	29	0.4364	0.4958	0.5642	0.6445	0.7406	0.8581
	30	0.4142	0.4728	0.5403	0.6195	0.7144	0.8303
	31	0.3935	0.4513	0.5179	0.5961	0.6898	0.8043
	32	0.3742	0.4311	0.4968	0.5741	0.6666	0.7799
	33	0.3559	0.4121	0.4769	0.5532	0.6448	0.7569
	34	0.3388	0.3941	0.4581	0.5335	0.6241	0.7351
	35	0.3225	0.3771	0.4402	0.5148	0.6044	0.7144
	36	0.3071	0.3609	0.4233	0.4969	0.5856	0.6947
	37	0.2925	0.3455	0.4071	0.4799	0.5677	0.6759
	38	0.2787	0.3308	0.3916	0.4636	0.5506	0.6579
	39	0.2654	0.3168	0.3768	0.4480	0.5342	0.6407
	40	0.2529	0.3034	0.3626	0.4331	0.5185	0.6242
	41	0.2408	0.2906	0.3490	0.4187	0.5033	0.6083
	42	0.2294	0.2784	0.3360	0.4049	0.4888	0.5930

Caso pasivo

La figura 9.21a muestra un muro de retención con un relleno sin cohesión inclinado similar al considerado en la figura 9.20a. El polígono de fuerzas por equilibrio de la cuña ABC para el estado pasivo se muestra en la figura 9.21b. P_p es la notación para la fuerza pasiva. Otras notaciones usadas son las mismas que para el caso activo considerado en esta sección. Con un procedimiento similar al seguido en el caso activo, obtenemos

$$P_p = \frac{1}{2} = K_p \gamma H^2 \tag{9.50}$$

Tabla 9.4 Valores de K_a [ecuación (9.49)]. *Nota:* $\delta = \phi/2$.

α (grados)	ϕ (grados)	θ (grados) 0	5	10	15	20	25
0	28	0.3264	0.3629	0.4034	0.4490	0.5011	0.5616
	29	0.3137	0.3502	0.3907	0.4363	0.4886	0.5492
	30	0.3014	0.3379	0.3784	0.4241	0.4764	0.5371
	31	0.2896	0.3260	0.3665	0.4121	0.4645	0.5253
	32	0.2782	0.3145	0.3549	0.4005	0.4529	0.5137
	33	0.2671	0.3033	0.3436	0.3892	0.4415	0.5025
	34	0.2564	0.2925	0.3327	0.3782	0.4305	0.4915
	35	0.2461	0.2820	0.3221	0.3675	0.4197	0.4807
	36	0.2362	0.2718	0.3118	0.3571	0.4092	0.4702
	37	0.2265	0.2620	0.3017	0.3469	0.3990	0.4599
	38	0.2172	0.2524	0.2920	0.3370	0.3890	0.4498
	39	0.2081	0.2431	0.2825	0.3273	0.3792	0.4400
	40	0.1994	0.2341	0.2732	0.3179	0.3696	0.4304
	41	0.1909	0.2253	0.2642	0.3087	0.3602	0.4209
	42	0.1828	0.2168	0.2554	0.2997	0.3511	0.4117
5	28	0.3477	0.3879	0.4327	0.4837	0.5425	0.6115
	29	0.3337	0.3737	0.4185	0.4694	0.5282	0.5972
	30	0.3202	0.3601	0.4048	0.4556	0.5144	0.5833
	31	0.3072	0.3470	0.3915	0.4422	0.5009	0.5698
	32	0.2946	0.3342	0.3787	0.4292	0.4878	0.5566
	33	0.2825	0.3219	0.3662	0.4166	0.4750	0.5437
	34	0.2709	0.3101	0.3541	0.4043	0.4626	0.5312
	35	0.2596	0.2986	0.3424	0.3924	0.4505	0.5190
	36	0.2488	0.2874	0.3310	0.3808	0.4387	0.5070
	37	0.2383	0.2767	0.3199	0.3695	0.4272	0.4954
	38	0.2282	0.2662	0.3092	0.3585	0.4160	0.4840
	39	0.2185	0.2561	0.2988	0.3478	0.4050	0.4729
	40	0.2090	0.2463	0.2887	0.3374	0.3944	0.4620
	41	0.1999	0.2368	0.2788	0.3273	0.3840	0.4514
	42	0.1911	0.2276	0.2693	0.3174	0.3738	0.4410
10	28	0.3743	0.4187	0.4688	0.5261	0.5928	0.6719
	29	0.3584	0.4026	0.4525	0.5096	0.5761	0.6549
	30	0.3432	0.3872	0.4368	0.4936	0.5599	0.6385
	31	0.3286	0.3723	0.4217	0.4782	0.5442	0.6225
	32	0.3145	0.3580	0.4071	0.4633	0.5290	0.6071
	33	0.3011	0.3442	0.3930	0.4489	0.5143	0.5920
	34	0.2881	0.3309	0.3793	0.4350	0.5000	0.5775
	35	0.2757	0.3181	0.3662	0.4215	0.4862	0.5633
	36	0.2637	0.3058	0.3534	0.4084	0.4727	0.5495
	37	0.2522	0.2938	0.3411	0.3957	0.4597	0.5361
	38	0.2412	0.2823	0.3292	0.3833	0.4470	0.5230
	39	0.2305	0.2712	0.3176	0.3714	0.4346	0.5103
	40	0.2202	0.2604	0.3064	0.3597	0.4226	0.4979
	41	0.2103	0.2500	0.2956	0.3484	0.4109	0.4858
	42	0.2007	0.2400	0.2850	0.3375	0.3995	0.4740

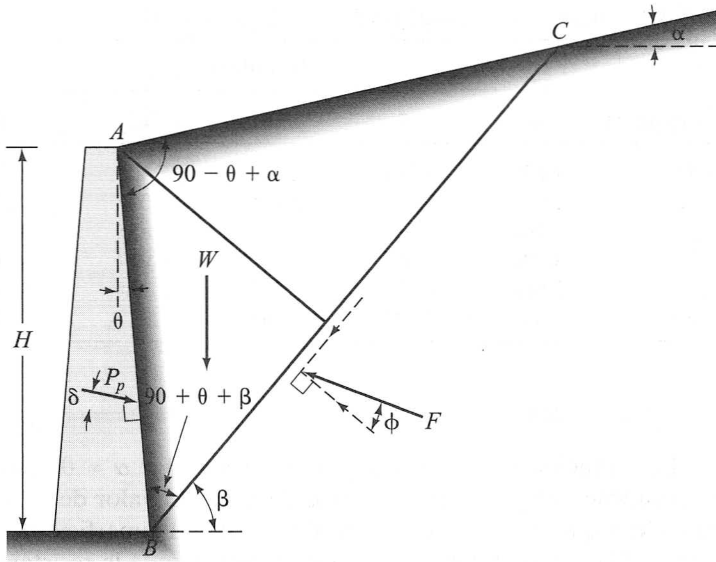
Tabla 9.4 (Continuación.)

α (grados)	ϕ (grados)	θ (grados) 0	5	10	15	20	25
15	28	0.4095	0.4594	0.5159	0.5812	0.6579	0.7498
	29	0.3908	0.4402	0.4964	0.5611	0.6373	0.7284
	30	0.3730	0.4220	0.4777	0.5419	0.6175	0.7080
	31	0.3560	0.4046	0.4598	0.5235	0.5985	0.6884
	32	0.3398	0.3880	0.4427	0.5059	0.5803	0.6695
	33	0.3244	0.3721	0.4262	0.4889	0.5627	0.6513
	34	0.3097	0.3568	0.4105	0.4726	0.5458	0.6338
	35	0.2956	0.3422	0.3953	0.4569	0.5295	0.6168
	36	0.2821	0.3282	0.3807	0.4417	0.5138	0.6004
	37	0.2692	0.3147	0.3667	0.4271	0.4985	0.5846
	38	0.2569	0.3017	0.3531	0.4130	0.4838	0.5692
	39	0.2450	0.2893	0.3401	0.3993	0.4695	0.5543
	40	0.2336	0.2773	0.3275	0.3861	0.4557	0.5399
	41	0.2227	0.2657	0.3153	0.3733	0.4423	0.5258
	42	0.2122	0.2546	0.3035	0.3609	0.4293	0.5122
20	28	0.4614	0.5188	0.5844	0.6608	0.7514	0.8613
	29	0.4374	0.4940	0.5586	0.6339	0.7232	0.8313
	30	0.4150	0.4708	0.5345	0.6087	0.6968	0.8034
	31	0.3941	0.4491	0.5119	0.5851	0.6720	0.7772
	32	0.3744	0.4286	0.4906	0.5628	0.6486	0.7524
	33	0.3559	0.4093	0.4704	0.5417	0.6264	0.7289
	34	0.3384	0.3910	0.4513	0.5216	0.6052	0.7066
	35	0.3218	0.3736	0.4331	0.5025	0.5851	0.6853
	36	0.3061	0.3571	0.4157	0.4842	0.5658	0.6649
	37	0.2911	0.3413	0.3991	0.4668	0.5474	0.6453
	38	0.2769	0.3263	0.3833	0.4500	0.5297	0.6266
	39	0.2633	0.3120	0.3681	0.4340	0.5127	0.6085
	40	0.2504	0.2982	0.3535	0.4185	0.4963	0.5912
	41	0.2381	0.2851	0.3395	0.4037	0.4805	0.5744
	42	0.2263	0.2725	0.3261	0.3894	0.4653	0.5582

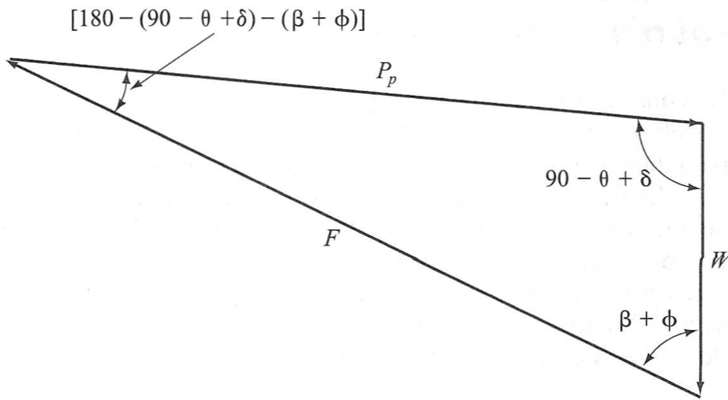
donde K_p = coeficiente de presión de tierra pasiva para el caso de Coulomb, o

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi + \theta)}{\cos^2\theta\cos(\delta - \theta)\left[1 - \sqrt{\frac{\operatorname{sen}(\phi - \delta)\operatorname{sen}(\phi + \alpha)}{\cos(\delta - \theta)\cos(\alpha - \theta)}}\right]^2} \tag{9.51}$$

Para un muro sin fricción con la pared posterior vertical soportando un relleno de suelo granular con superficie horizontal (es decir, $\theta = 0°$, $\alpha = 0°$ y $\delta = 0°$), la ecuación 9.51) da:



(a)



(b)

FIGURA 9.21 Presión pasiva de Coulomb: (a) cuña de falla de prueba; (b) polígono de fuerzas.

$$K_p = \frac{1 + \operatorname{sen}\phi}{1 - \operatorname{sen}\phi} = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$$

Ésta es la misma relación que se obtuvo para el coeficiente de presión de tierra pasiva en el caso de Rankine dado por la Ec. (9.19).

Tabla 9.5 Valores de K_p [ecuación (9.51) para $\theta = 0°$ y $\alpha = 0°$.

↓ ϕ (grados)	δ (grados) → 0	5	10	15	20
15	1.698	1.900	2.130	2.405	2.735
20	2.040	2.313	2.636	3.030	3.525
25	2.464	2.830	3.286	3.855	4.597
30	3.000	3.506	4.143	4.977	6.105
35	3.690	4.390	5.310	6.854	8.324
40	4.600	5.590	6.946	8.870	11.772

La variación de K_p con ϕ y δ (para $\theta = 0$ y $\alpha = 0$) está dada en la tabla 9.5, observándose que para valores dados de α y ϕ, el valor de K_p crece con la fricción del muro. Note que al hacer la suposición de que la superficie de falla es un plano en la teoría de Coulomb, se sobrestima considerablemente la resistencia pasiva de los muros, particularmente para $\delta > \phi/2$. Este error es algo inseguro para todos los fines de diseño.

9.6 Análisis aproximado de la fuerza activa sobre muros de retención

En consideraciones prácticas de diseño, la fuerza activa sobre un muro de retención se calcula usando el método de Rankine o el de Coulomb. El procedimiento de cálculo para un muro de retención de gravedad con relleno granular se muestra en la figura 9.22.

La figura 9.22a muestra un muro de retención de gravedad con un relleno que tiene una superficie horizontal del terreno. Si se usa el método de Coulomb, el empuje activo por longitud unitaria de muro, P_a, se determina con la ecuación (9.48). Esta fuerza actuará según un ángulo δ respecto a la normal trazada a la cara posterior del muro. Si se usa el método de Rankine, el empuje activo se calcula sobre un plano vertical trazado por el talón del muro [ecuación (9.21)]:

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2$$

donde $K_a = \dfrac{1 - \operatorname{sen}\phi}{1 + \operatorname{sen}\phi} = \tan^2\left(45 - \dfrac{\phi}{2}\right)$.

En tal caso, $P_{a(\text{Rankine})}$ se suma vectorialmente al peso de la cuña de suelo, W_s, para el análisis de estabilidad.

La figura 9.22b muestra un muro de retención similar con un relleno granular que tiene una superficie inclinada del terreno. La ecuación (9.48), o solución de Rankine, se utiliza para determinar la fuerza activa sobre un plano vertical que pasa por el talón del muro, que entonces se suma vectorialmente al peso de la cuña de suelo ABC_2 para el análisis por estabilidad. Sin embargo, note que la dirección de la fuerza activa de Rankine ya no

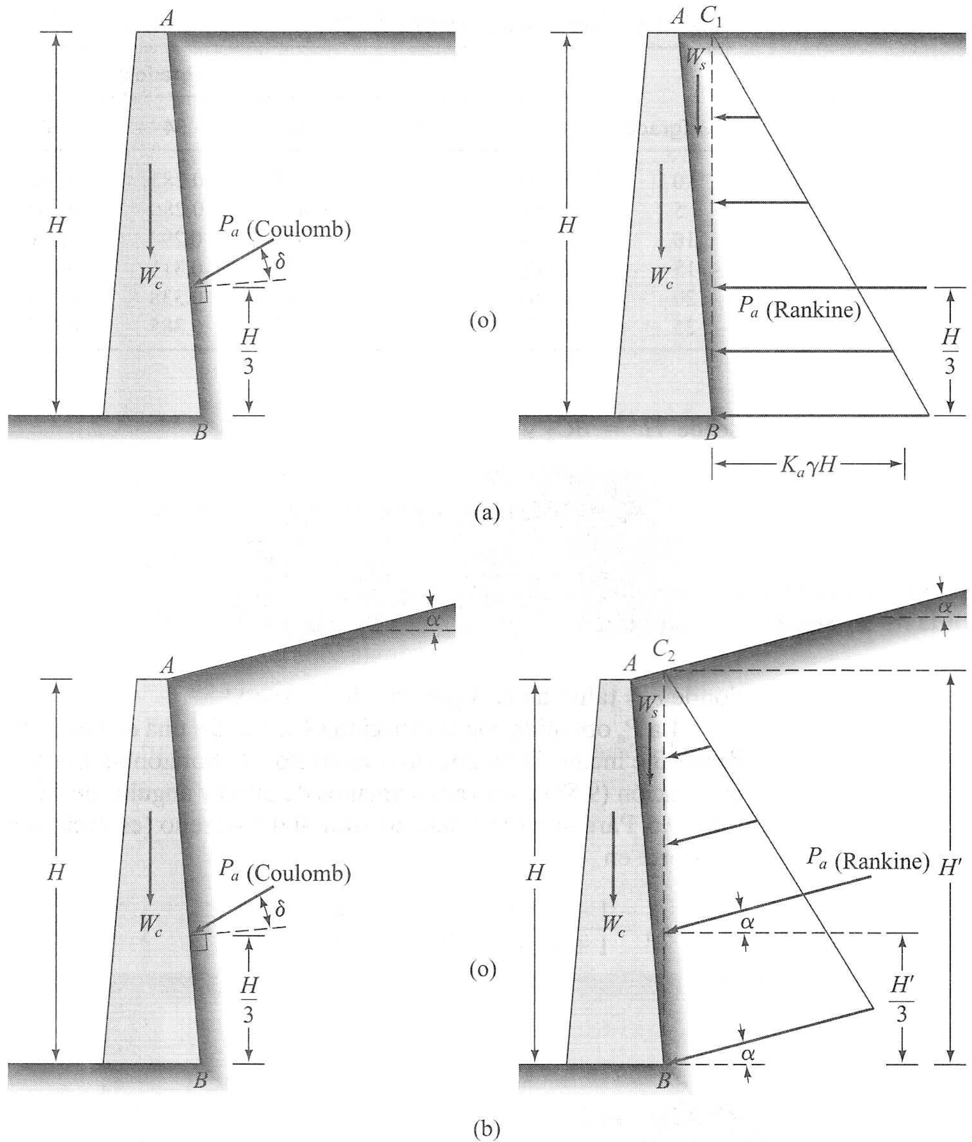


FIGURA 9.22 Análisis aproximado de la fuerza activa sobre muros de retención de gravedad con relleno granular.

es horizontal en este caso y el plano vertical BC_2 no es el plano principal menor. El valor de $P_{a(\text{Rankine})}$ se da por la relación

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H'^2 \tag{9.52}$$

Tabla 9.6 Valores de K_a [ecuación (9.53)].

	ϕ (grados) →						
↓ α (grados)	28	30	32	34	36	38	40
0	0.361	0.333	0.307	0.283	0.260	0.238	0.217
5	0.366	0.337	0.311	0.286	0.262	0.240	0.219
10	0.380	0.350	0.321	0.294	0.270	0.246	0.225
15	0.409	0.373	0.341	0.311	0.283	0.258	0.235
20	0.461	0.414	0.374	0.338	0.306	0.277	0.250
25	0.573	0.494	0.434	0.385	0.343	0.307	0.275

donde $H' = \overline{BC_2}$ y

$$K_a = \text{coeficiente de presión activa de Rankine} = \cos\alpha \frac{\cos\alpha - \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi}}{\cos\alpha + \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi}} \tag{9.53}$$

donde α = talud de la superficie del terreno.

La P_a obtenida con la ecuación (9.52) está a una distancia $H'/3$ medida verticalmente desde B e inclinada un ángulo α respecto a la horizontal. Los valores de K_a definidos por la ecuación (9.53) para varios ángulos de talud y ángulos de fricción del suelo se dan en la tabla 9.6. Para una superficie horizontal del terreno (es decir, $\alpha = 0$), la ecuación (9.53) se convierte en

$$K_a = \frac{1 - \operatorname{sen}\phi}{1 + \operatorname{sen}\phi} = \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)$$

Problemas

9.1 Suponiendo que el muro mostrado en la figura 9.23 no puede moverse, encuentre la magnitud y posición de la fuerza lateral resultante por longitud unitaria de muro para los siguientes casos:
a. H = 5m, γ = 14.4 kN/m³, ϕ = 31°
b. H = 4m, γ = 13.4 kN/m³, ϕ = 28°

9.2 La figura 9.23 muestra un muro de retención con relleno de suelo sin cohesión. Para los siguientes casos, determine la fuerza activa total por longitud unitaria de muro para el estado de Rankine y la localización de la resultante.
a. H = 4.5m, γ = 17.6 kN/m³, ϕ = 36°
b. H = 5m, γ = 17.0 kN/m³, ϕ = 38°
c. H = 4m, γ = 19.95 kN/m³, ϕ = 42°

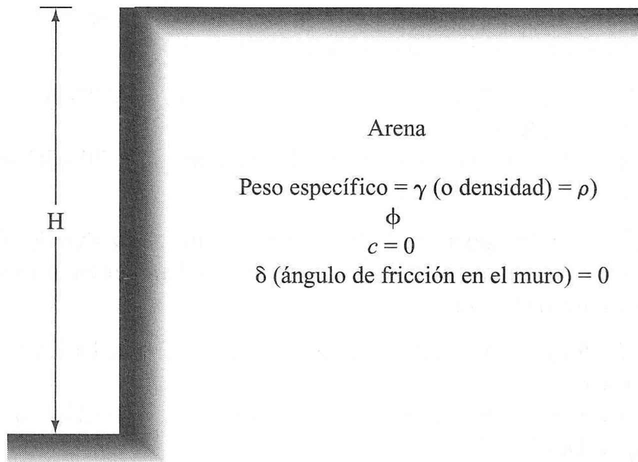


FIGURA 9.23

9.3 De la figura 9.23, determine la fuerza pasiva P_p por longitud unitaria de muro para el caso de Rankine. Determine también la presión pasiva de Rankine en el fondo del muro. Considere los siguientes casos:

a. $H = 2.45$ m, $\gamma = 16.67$ kN/m³, $\phi = 33°$

b. $H = 4$ m, $\rho = 1800$ kg/m³, $\phi = 38°$

9.4 En la figura 9.24 se muestra un muro de retención. Determine la fuerza activa de

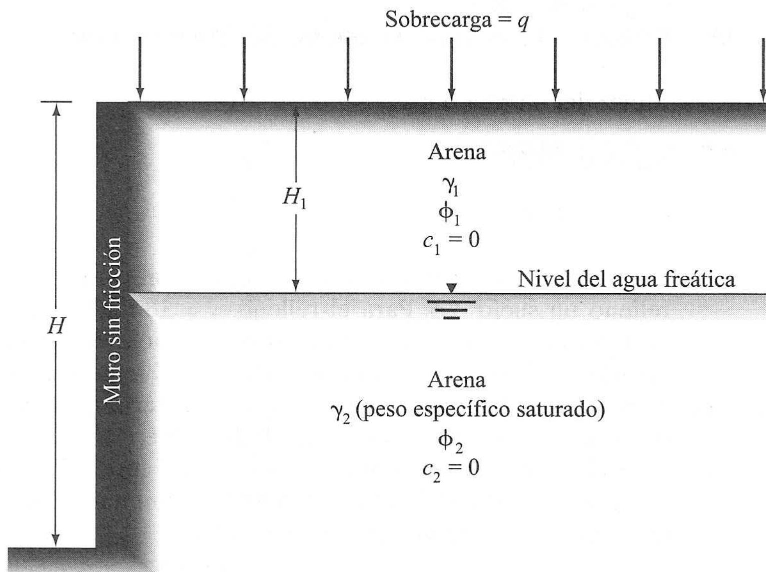


FIGURA 9.24

Rankine P_a por longitud unitaria de muro y la localización de la resultante para cada uno de los siguientes casos:

a. $H = 6$ m, $H_1 = 2$ m, $\gamma_1 = 16$ kN/m^3, $\gamma_2 = 19$ kN/m^3, $\phi_1 = 32°$, $\phi_2 = 36°$, $q = 15$ kN/m^2

b. $H = 5$ m, $H_1 = 1.5$ m, $\gamma_1 = 17.2$ kN/m^3, $\gamma_2 = 20.4$ kN/m^3, $\phi_1 = 30°$, $\phi_2 = 34°$, $q = 19.15$ kN/m^2

9.5 Refiérase a la figura 9.24. Determine la fuerza pasiva de Rankine P_p por longitud unitaria de muro para los siguientes casos. Encuentre también la localización de la resultante para cada caso.

a. $H = 5$ m, $H_1 = 1.5$ m, $\gamma_1 = 16.5$ kN/m^3, $\gamma_2 = 19$ kN/m^3, $\phi_1 = 30°$, $\phi_2 = 36°$, $q = 0$

b. $H = 6$ m, $H_1 = 2$ m, $\gamma_1 = 17$ kN/m^3, $\gamma_2 = 19.8$ kN/m^3, $\phi_1 = 34°$, $\phi_2 = 34°$, $q = 14$ kN/m^2

9.6 Un muro de retención de 6 m de altura con su cara posterior vertical retiene una arcilla blanda saturada homogénea. El peso específico de la arcilla saturada es de 19 kN/m^3. Pruebas de laboratorio indican que la resistencia cortante no drenada c_u de la arcilla es de 16.8 kN/m^2.

a. Haga los cálculos necesarios y dibuje la variación de la presión activa de Rankine sobre el muro respecto a la profundidad.

b. Encuentre la profundidad a la que puede ocurrir una grieta de tensión.

c. Determine la fuerza activa total por longitud unitaria de muro antes de que ocurra una grieta de tensión.

d. Determine la fuerza activa total por longitud unitaria de muro después de que ocurre una grieta de tensión. Encuentre también la localización de la resultante.

9.7 Resuelva el problema 9.6, suponiendo que el relleno está soportando una sobrecarga de 9.6 kN/m^2.

9.8 Resuelva el problema 9.6 con los siguientes valores:

altura del muro = 6 m

$\gamma_{sat} = 19.8$ kN/m^3

$c_u = 14.7$ kN/m^2

9.9 Un muro de retención de 6 m de altura con cara posterior vertical tiene como relleno un suelo c-ϕ. Para el relleno, $\gamma = 18.1$ kN/m^3, $c = 29$ kN/m^2, y $\phi = 18°$. Tomando en consideración la grieta de tensión, determine la fuerza activa P_a por longitud unitaria de muro para el estado activo de Rankine.

9.10 Para el muro descrito en el problema 9.9, determine la fuerza pasiva P_p por unidad de longitud para el estado pasivo de Rankine.

9.11 Para el muro de retención mostrado en la figura 9.25, determine la fuerza activa P_a para el estado de Rankine. Encuentre también la localización de la resultante. Suponga que existe una grieta de tensión.

a. $\rho = 2300$ kg/m^3, $\phi = 0°$, $c = c_u = 32$ kN/m^2

b. $\rho = 1850$ kg/m^3, $\phi = 16°$, $c = 15$ kN/m^2

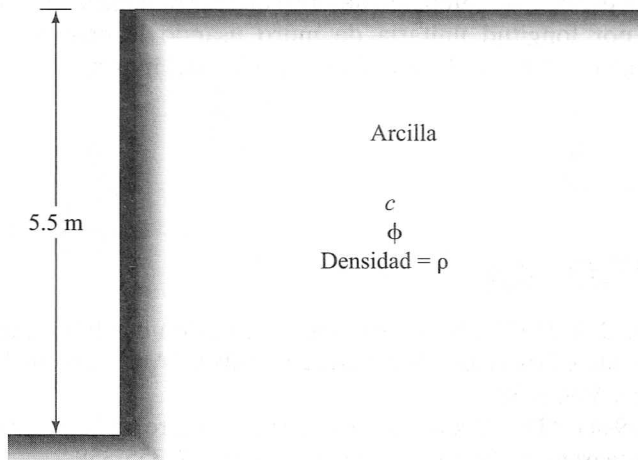


FIGURA 9.25

9.12 En la figura 9.26 se muestra un muro de retención. La altura del muro es de 6 m y el peso específico de la arena del relleno es de 18.9 kN/m³. Calcule la fuerza activa P_a sobre el muro usando la ecuación de Coulomb para los siguientes valores del ángulo de fricción:

a. $\delta = 0°$
b. $\delta = 10°$
c. $\delta = 20°$

Comente sobre la dirección y posición de la resultante.

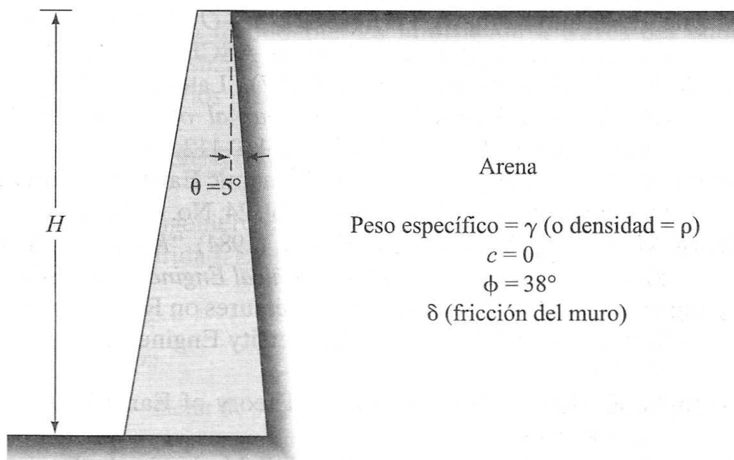


FIGURA 9.26

9.13 Para el muro de retención descrito en el problema 9.12, determine la fuerza pasiva P_p por longitud unitaria de muro usando la ecuación de Coulomb para los siguientes valores del ángulo de fricción del muro:

a. $\delta = 0°$
b. $\delta = 10°$
c. $\delta = 20°$

Referencias

Coulomb, C. A. (1776). "Essai sur une Application des Règles de Maximis et Minimis à quelques Problèmes de Statique, relatifs a l'Architecture," *Mem. Roy. des Sciences,* Paris, Vol. 3, 38.

Jaky, J. (1944). "The Coefficient of Earth Pressure at Rest," *Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers,* Vol. 7, 355-358.

Massarsch, K. R. (1979). "Lateral Earth Pressure in Normally Consolidated Clay," *Proceedings of the Seventh European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering,* Brighton, England, Vol. 2, 245-250.

Rankine, W. M. J. (1857). "On Stability on Loose Earth," *Philosophic Transactions of Royal Society,* London, Part I, 9-27.

Referencias suplementarias para estudio adicional

Brooker, E. W., and Ireland, H. O. (1965). "Earth Pressure at Rest Related to Stress History," *Canadian Geotechnical Journal,* Vol. 2, No. 1, 1-15.

Caquot, A., and Kerisel, J. (1948). *Tables por the Calculation of Passive Pressure, Active Pressure, and Bearing Capacity of Foundations,* Gauthier-Villars, Paris.

Dubrova, G. A. (1963). "Interaction of Soil and Structures," Izd. *Rechnoy Transport,* Moscow.

Matsuzawa, H., and Hazarika, H. (1996). "Analysis of Active Earth Pressure Against Rigid Retaining Wall Subjected to Different Modes of Movement," *Soils and Foundations,* Tokyo, Japan, Vol. 36, No. 3, 51-66.

Mayne, P. W., and Kulhawy, F. H. (1982). "K_o-*OCR* Relationships in Soil," *Journal of the Geotechnical Engineering Division,* ASCE, Vol. 108, No. GT6, 851-872.

Mazindrani, Z. H., and Ganjali, M. H. (1997). "Lateral Earth Pressure Problem of Cohesive Backfill with Inclined Surface," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering,* ASCE, Vol. 123, No. 2. 110-112.

Sherif, M. A., and Fang, Y. S. (1984). "Dynamic Earth Pressure on Walls Rotating About the Top," *Soil and Foundations,* Vol. 24, No. 4, 109-117.

Sherif, M. A., Fang, Y. S., and Sherif, R. I. (1984). "K_A and K_o Behind Rotating and Non-Yielding Walls," *Journal of Geotechnical Engineering,* ASCE, Vol. 110, No. GT1, 41-56.

Spangler, M. G. (1938). "Horinzontal Pressures on Retaining Walls Due to Concentrated Surface Loads," Iowa State University Engineering Experiment Station, *Bulletin,* No. 140.

Terzaghi, K. (1941). "General Wedge Theory of Earth Pressure," *Transactions,* ASCE, Vol. 106, 68-97.

Terzaghi, K., and Peck, R.B. (1967). *Soil Mechanics in Engineering Practice,* 2nd ed., Wiley, New York.

10

Estabilidad de taludes

Una superficie de terreno expuesta situada a un ángulo con la horizontal se llama *talud* o *pendiente no restringida,* y puede ser natural o construido. Si la superficie del terreno no es horizontal, una componente de la gravedad ocasionará que el suelo se mueva hacia abajo, como muestra la figura 10.1. Si la componente de la gravedad es suficientemente grande ocurrirá la falla del talud; es decir, la masa de suelo en la zona *abcdea* se deslizará hacia abajo. La fuerza actuante vence a la fuerza resistente de la resistencia al corte del suelo a lo largo de la superficie de ruptura.

En muchos casos los ingenieros civiles tienen que efectuar cálculos para verificar la seguridad de taludes naturales, taludes de excavaciones y de terraplenes compactados. Este proceso, llamado *análisis de la estabilidad de taludes,* implica determinar y comparar el esfuerzo cortante desarrollado a lo largo de la superficie más probable de falla con la resistencia cortante del suelo.

El análisis de la estabilidad de un talud no es tarea fácil. La evaluación de variables tales como la estratificación del suelo y sus parámetros de resistencia cortante resulta una tarea formidable. La infiltración a través del talud y la selección de una superficie de deslizamiento potencial se agregan a la complejidad del problema. Este capítulo explica los principios básicos implicados en el análisis de estabilidad.

10.1 Factor de seguridad

La tarea del ingeniero encargado de analizar la estabilidad de un talud es determinar el factor de seguridad. En general, el factor de seguridad se define como

$$FS_s = \frac{\tau_f}{\tau_d} \tag{10.1}$$

donde FS_s = factor de seguridad con respecto a la resistencia
τ_f = resistencia cortante promedio del suelo
τ_d = esfuerzo cortante promedio desarrollado a lo largo de la superficie potencial de falla

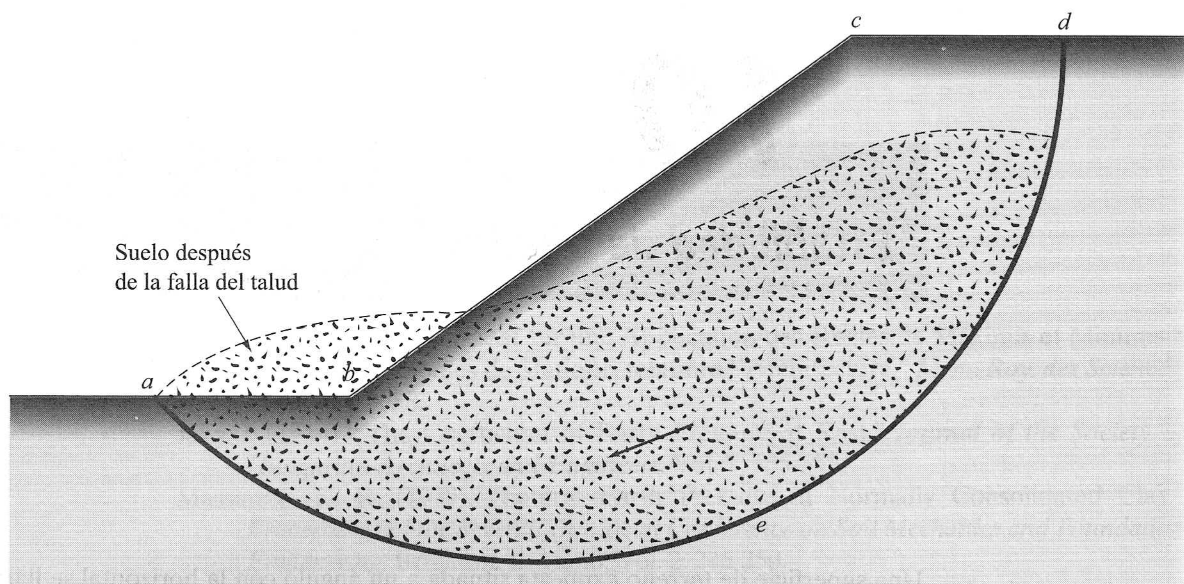


FIGURA 10.1 Falla de un talud.

La resistencia cortante de un suelo consta de dos componentes, la cohesión y la fricción, y se expresa como

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi \tag{10.2}$$

donde c = cohesión
ϕ = ángulo de fricción drenada
σ' = esfuerzo normal efectivo sobre la superficie potencial de falla

De manera similar, también escribimos

$$\tau_d = c_d + \sigma' \tan \phi_d \tag{10.3}$$

donde c_d y ϕ_d son, respectivamente, la cohesión efectiva y el ángulo de fricción que se desarrolla a lo largo de la superficie potencial de falla. Sustituyendo las ecuaciones (10.2) y (10.3) en la ecuación (10.1), obtenemos

$$FS_s = \frac{c + \sigma' \tan \phi}{c_d + \sigma' \tan \phi_d} \tag{10.4}$$

Podemos ahora introducir algunos otros aspectos del factor de seguridad, es decir, el factor de seguridad con respecto a la cohesión FS_c y el factor de seguridad con respecto a la fricción FS_ϕ y se definen como sigue:

$$FS_c = \frac{c}{c_d} \tag{10.5}$$

y

$$FS_\phi = \frac{\tan \phi}{\tan \phi_d} \tag{10.6}$$

Cuando se comparan las ecuaciones (10.4), (10.5) y (10.6), vemos que cuando FS_c se vuelve igual a FS_ϕ, ése es el factor de seguridad con respecto a la resistencia. O si

$$\frac{c}{c_d} = \frac{\tan \phi}{\tan \phi_d}$$

podemos escribir

$$FS_s = FS_c = FS_\phi \tag{10.7}$$

Cuando F_s es igual a 1, el talud está en un estado de falla incipiente. Generalmente, un valor de 1.5 para el factor de seguridad con respecto a la resistencia es aceptable para el diseño de un talud estable.

10.2 Estabilidad de taludes infinitos sin infiltración

Al considerar el problema de la estabilidad de un talud, comenzamos con el caso de un talud infinito, como muestra la figura 10.2. Un talud infinito es aquel en el que H es mucho mayor que la altura del talud. La resistencia cortante del suelo se da por la [ecuación (10.2)]

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi$$

Evaluaremos el factor de seguridad contra una posible falla del talud a lo largo de un plano AB a una profundidad H por debajo de la superficie del terreno. La falla del talud ocurre por el movimiento del suelo arriba del plano AB de derecha a izquierda.

Consideremos un elemento de talud *abcd,* que tiene una longitud unitaria perpendicular al plano de la sección mostrada. Las fuerzas, F, que actúan sobre las caras *ab* y *cd* son iguales y opuestas y pueden despreciarse. El peso efectivo del elemento de suelo es (con presión del agua de poro igual a 0).

$$W = (\text{volumen del elemento de suelo}) \times (\text{peso específico del suelo}) = \gamma LH \tag{10.8}$$

El peso W, se resuelve en dos componentes:

1. Fuerza perpendicular al plano $AB = N_a = W \cos \beta = \gamma LH \cos \beta$.
2. Fuerza paralela al plano $AB = T_a = W \operatorname{sen} \beta = \gamma LH \operatorname{sen} \beta$. Note que ésta es la fuerza que tiende a causar el deslizamiento a lo largo del plano.

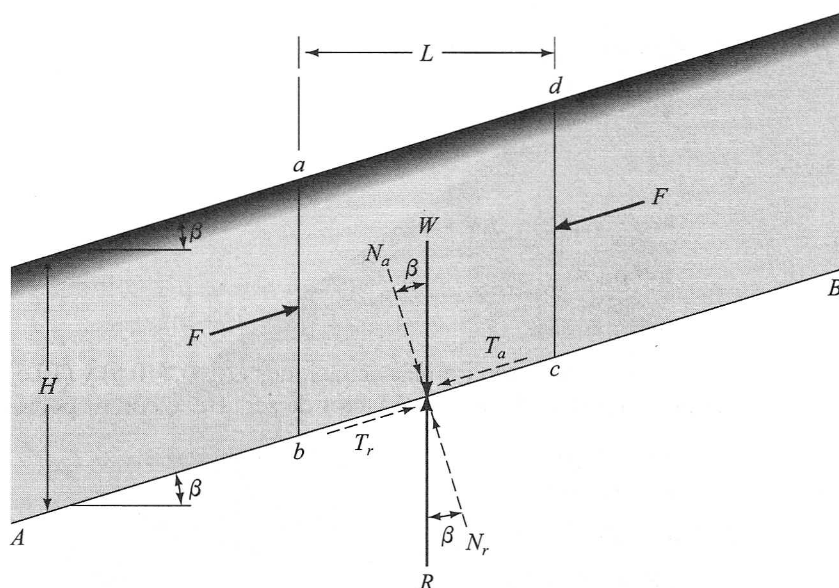


FIGURA 10.2 Análisis de un talud infinito (sin infiltración).

El esfuerzo normal efectivo σ' y el esfuerzo cortante τ en la base del elemento del talud son

$$\sigma' = \frac{N_a}{\text{área de la base}} = \frac{\gamma LH \cos\beta}{\left(\dfrac{L}{\cos\beta}\right)} = \gamma H \cos^2\beta \tag{10.9}$$

y

$$\tau = \frac{T_a}{\text{área de la base}} = \frac{\gamma LH \operatorname{sen}\beta}{\left(\dfrac{L}{\cos\beta}\right)} = \gamma H \cos\beta \operatorname{sen}\beta \tag{10.10}$$

La reacción al peso W es una fuerza igual y opuesta R. Las componentes normal y tangencial de R con respecto al plano AB son N_r y T_r:

$$N_r = R\cos\beta = W\cos\beta \tag{10.11}$$

$$T_r = R\operatorname{sen}\beta = W\operatorname{sen}\beta \tag{10.12}$$

Por equilibrio, el esfuerzo cortante resistente que se desarrolla en la base del elemento es igual a (T_r)/(área de la base) $= \gamma H \operatorname{sen}\beta \cos\beta$. Esto también se escribe en la forma [ecuación (10.3)]

$$t_d = c_d + \sigma' \tan\phi_d$$

El valor del esfuerzo normal efectivo se da por la ecuación (10.9). Al sustituir la ecuación (10.9) en la ecuación (10.3) se obtiene

$$\tau_d = c_d + \gamma H \cos^2\beta \tan\phi_d \tag{10.13}$$

Así entonces,

$$\gamma H \operatorname{sen}\beta \cos\beta = c_d + \gamma H \cos^2\beta \tan\phi_d$$

o

$$\frac{c_d}{\gamma H} = \operatorname{sen}\beta \cos\beta - \cos^2\beta \tan\phi_d$$

$$= \cos^2\beta(\tan\beta - \tan\phi_d) \tag{10.14}$$

El factor de seguridad con repecto a la resistencia se definió en la ecuación (10.7), de la cual

$$\tan\phi_d = \frac{\tan\phi}{FS_s} \quad \text{y} \quad c_d = \frac{c}{FS_s} \tag{10.15}$$

Sustituyendo las relaciones anteriores en la ecuación (10.14), obtenemos

$$FS_s = \frac{c}{\gamma H \cos^2\beta \tan\beta} + \frac{\tan\phi}{\tan\beta} \tag{10.16}$$

Para suelos granulares, $c = 0$, y el factor de seguridad, FS_s, resulta igual a $(\tan\phi)/(\tan\beta)$. Esto indica que, en un talud infinito de arena, el valor de FS_s es independiente de la altura H y que el talud es estable siempre que $\beta < \phi$. El ángulo ϕ para suelos sin cohesión se llama *ángulo de reposo*.

Si un suelo posee cohesión y fricción, la profundidad del plano a lo largo del cual ocurre el equilibrio crítico se determina sustituyendo $FS_s = 1$ y $H = H_{cr}$ en la ecuación (10.16). Así entonces,

$$H_{cr} = \frac{c}{\gamma}\frac{1}{\cos^2\beta(\tan\beta - \tan\phi)} \tag{10.17}$$

EJEMPLO 10.1

Considere el talud infinito mostrado en la figura 10.3.

a. Determine el factor de seguridad contra deslizamiento a lo largo de la interfaz suelo-roca, si $H = 2.4$ m.

b. ¿Qué altura H dará un factor de seguridad, FS_s, de 2 contra deslizamiento a lo largo de la interfaz suelo-roca?

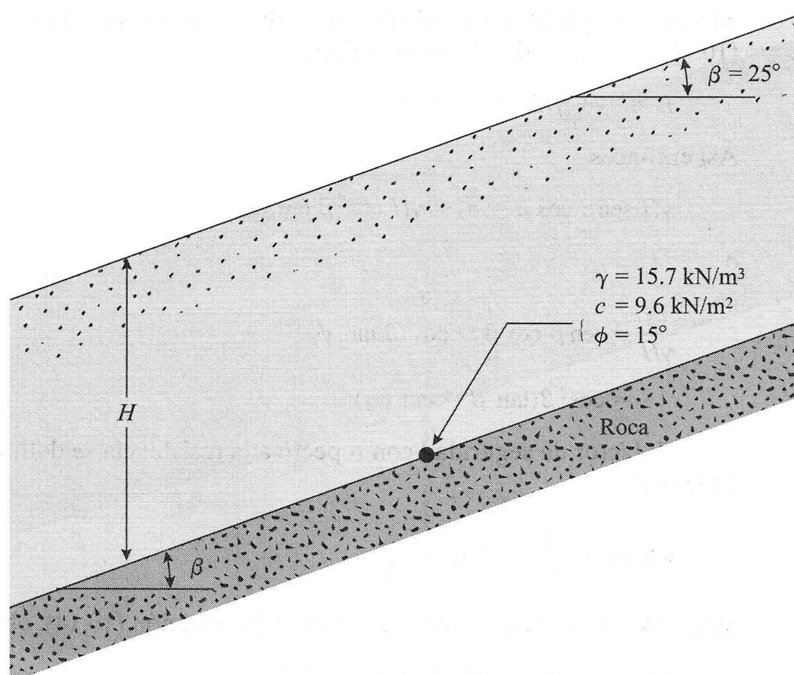


FIGURA 10.3

a. La ecuación (10.16) es

$$FS_s = \frac{c}{\gamma H \cos^2 \beta \tan \beta} + \frac{\tan \phi}{\tan \beta}$$

Dado $c = 9.6$ kN/m², $\gamma = 15.7$ kN/m³, $\phi = 15°$, $\beta = 25°$ y $H = 2.4$ m, tenemos

$$FS_s = \frac{9.6}{(15.7)(2.4)(\cos^2 25)(\tan 25)} + \frac{\tan 15}{\tan 25} = \mathbf{1.24}$$

b.

$$FS_s = \frac{c}{\gamma H \cos^2 \beta \tan \beta} + \frac{\tan \phi}{\tan \beta}$$

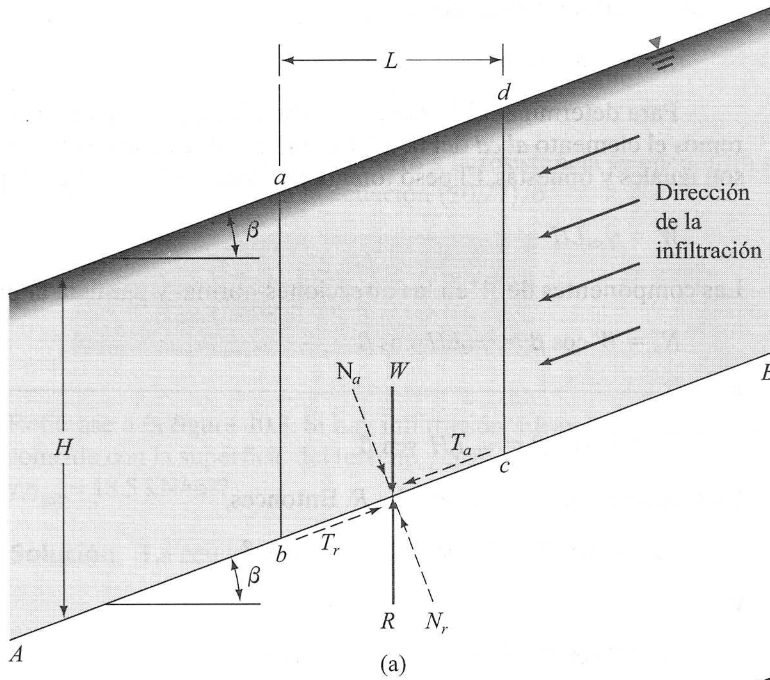
$$2 = \frac{9.6}{(15.7)(H)(\cos^2 25)(\tan 25)} + \frac{\tan 15}{\tan 25}$$

$$H = \mathbf{1.12\ m}$$

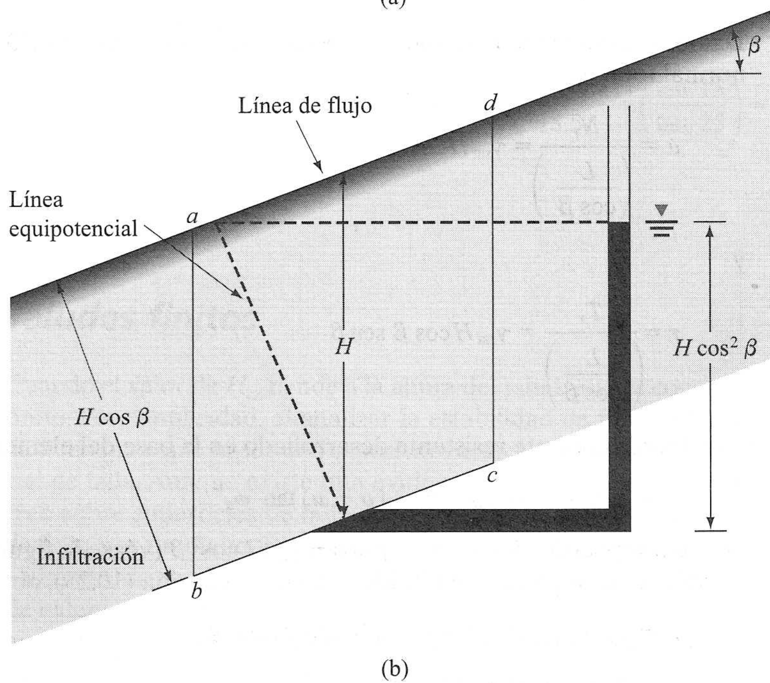
■

10.3 Estabilidad de taludes infinitos con infiltración

La figura 10.4a muestra un talud infinito. Suponemos que hay infiltración a través del suelo y que el nivel del agua freática coincide con la superficie del terreno. La resistencia



(a)



(b)

FIGURA 10.4 Análisis de un talud infinito (sin infiltración).

cortante del suelo se da por

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi$$

Para determinar el factor de seguridad contra falla a lo largo del plano *AB*, consideremos el elemento *abcd* del talud. Las fuerzas que actúan sobre las caras verticales *ab* y *cd* son iguales y opuestas. El peso total del elemento de talud de longitud unitaria es

$$W = \gamma_{sat} LH \tag{10.18}$$

Las componentes de W en las direcciones normal y paralela al plano AB son

$$N_a = W \cos \beta = \gamma_{sat} LH \cos \beta \tag{10.19}$$

y

$$T_a = W \operatorname{sen} \beta = \gamma_{sat} LH \operatorname{sen} \beta \tag{10.20}$$

La reacción al peso W es igual a R. Entonces,

$$N_r = R \cos \beta = W \cos \beta = \gamma_{sat} LH \cos \beta \tag{10.21}$$

y

$$T_r = R \operatorname{sen} \beta = W \operatorname{sen} \beta = \gamma_{sat} LH \operatorname{sen} \beta \tag{10.22}$$

Damos el esfuerzo normal total y el esfuerzo cortante en la base del elemento. El esfuerzo normal total es

$$\sigma = \frac{N_r}{\left(\dfrac{L}{\cos \beta}\right)} = \gamma_{sat} H \cos^2 \beta \tag{10.23}$$

y

$$\tau = \frac{T_r}{\left(\dfrac{L}{\cos \beta}\right)} = \gamma_{sat} H \cos \beta \operatorname{sen} \beta \tag{10.24}$$

El esfuerzo cortante resistente desarrollado en la base del elemento también se da por

$$\tau_d = c_d + \sigma' \tan \phi_d = c_d + (\sigma - u) \tan \phi_d \tag{10.25}$$

donde u = presión del agua de poro = $\gamma_w H \cos^2 \beta$ (véase la figura 10.4b). Sustituyendo los valores de σ [ecuación (10.23)] y u en la ecuación (10.25), obtenemos

$$\tau_d = c_d + (\gamma_{sat} H \cos^2 \beta - \gamma_w H \cos^2 \beta) \tan \phi_d$$

$$= c_d + \gamma' H \cos^2 \beta \tan \phi_d \tag{10.26}$$

Ahora, haciendo los lados derechos de las ecuaciones (10.24) y (10.26) iguales entre sí, resulta

$$\gamma_{sat} H \cos \beta \operatorname{sen} \beta = c_d + \gamma' H \cos^2 \beta \tan \phi_d$$

donde γ' = peso específico efectivo del suelo, o

$$\frac{c_d}{\gamma_{sat}H} = \cos^2\beta\left(\tan\beta - \frac{\gamma'}{\gamma_{sat}}\tan\phi_d\right) \qquad (10.27)$$

El factor de seguridad con respecto a la resistencia se encuentra sustituyendo $\tan\phi_d = (\tan\phi)/FS_s$ y $c_d = c/FS_s$ en la ecuación (10.27), o

$$FS_s = \frac{c}{\gamma_{sat}H\cos^2\beta\tan\beta} + \frac{\gamma'}{\gamma_{sat}}\frac{\tan\phi}{\tan\beta} \qquad (10.28)$$

EJEMPLO 10.2

Refiérase a la figura 10.3. Si hay infiltración a través del suelo y el nivel del agua freática coincide con la superficie del terreno, ¿cuál es el factor de seguridad FS_s, cuando $H = 1.2$ m y $\gamma_{sat} = 18.5$ kN/m³?

Solución La ecuación (10.28) es

$$FS_s = \frac{c}{\gamma_{sat}H\cos^2\beta\tan\beta} + \frac{\gamma'}{\gamma_{sat}}\frac{\tan\phi}{\tan\beta}$$

por lo que tenemos

$$FS_s = \frac{9.6}{(18.5)(1.2)(\cos^2 25)(\tan\ 25)} + \frac{(18.5-9.81)}{18.5}\left(\frac{\tan\ 15}{\tan\ 25}\right) = \mathbf{1.4}$$

■

10.4 *Taludes finitos*

Cuando el valor de H_{cr} tiende a la altura del talud, éste es considerado generalmente como finito. Por simplicidad, al analizar la estabilidad de un talud finito en un suelo homogéneo, tenemos que hacer una suposición acerca de la forma general de la superficie potencial de falla. Aunque existe una evidencia considerable de que las fallas de taludes ocurren sobre superficies de falla curvas, Culmann (1875) aproximó la superficie potencial de falla por un plano. El factor de seguridad, FS_s, calculado usando la aproximación de Culmann, da resultados bastante buenos solamente para taludes casi verticales. Después de extensas investigaciones de fallas en taludes alrededor de 1920, una comisión geotécnica sueca recomendó que la superficie real de deslizamiento sea aproximada por una superficie circularmente cilíndrica.

Desde entonces, la mayoría de los análisis convencionales por estabilidad de taludes se han hecho suponiendo que la curva de deslizamiento potencial es el arco de un círculo. Sin embargo, en muchas circunstancias (por ejemplo, presas y cimentaciones sobre estratos débiles), el análisis de estabilidad usando fallas planas de deslizamiento es más apropiado y conduce a resultados excelentes.

Análisis de un talud finito con superficie de falla plana (método de Culmann)

Este análisis se basa en la hipótesis de que la falla de un talud ocurre a lo largo de un plano cuando el esfuerzo cortante promedio que tiende a causar el deslizamiento es mayor que la resistencia cortante del suelo. Además, el plano más crítico es aquel que tiene una razón mínima entre el esfuerzo cortante promedio que tiende a causar la falla y la resistencia cortante del suelo.

La figura 10.5 muestra un talud de altura H. El talud se eleva según un ángulo β con la horizontal. AC es un plano de falla de prueba. Si consideramos una longitud unitaria perpendicular a la sección del talud, el peso de la cuña $ABC = W$:

$$W = \frac{1}{2}(H)(\overline{BC})(1)(\gamma)$$

$$= \frac{1}{2}H(H \cot \theta - H \cot \beta)\gamma$$

$$= \frac{1}{2}\gamma H^2 \left[\frac{\operatorname{sen}(\beta - \theta)}{\operatorname{sen}\beta \operatorname{sen}\theta}\right] \tag{10.29}$$

Las componentes normal y tangencial de W con respecto al plano AC son las siguientes:

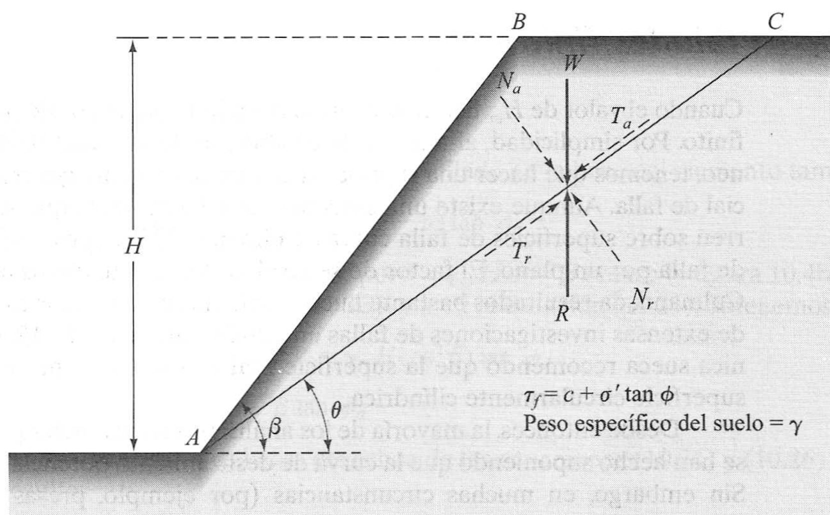


FIGURA 10.5 Análisis de un talud finito; método de Culmann.

N_a = componente normal = $W \cos \theta$

$$= \frac{1}{2}\gamma H^2 \left[\frac{\operatorname{sen}(\beta - \theta)}{\operatorname{sen}\beta \operatorname{sen}\theta}\right] \cos\theta \tag{10.30}$$

T_a = componente tangencial = $W \operatorname{sen}\theta$

$$\frac{1}{2}\gamma H^2 \left[\frac{\operatorname{sen}(\beta - \theta)}{\operatorname{sen}\beta \operatorname{sen}\theta}\right] \operatorname{sen}\theta \tag{10.31}$$

El esfuerzo normal efectivo promedio y el esfuerzo cortante sobre el plano AC se expresa

σ' = esfuerzo normal efectivo promedio

$$= \frac{N_a}{(\overline{AC})(1)} = \frac{N_a}{\left(\dfrac{H}{\operatorname{sen}\theta}\right)}$$

$$= \frac{1}{2}\gamma H \left[\frac{\operatorname{sen}(\beta - \theta)}{\operatorname{sen}\beta \operatorname{sen}\theta}\right] \cos\theta \operatorname{sen}\theta \tag{10.32}$$

y

τ = esfuerzo cortante promedio

$$= \frac{T_a}{(\overline{AC})(1)} = \frac{T_a}{\left(\dfrac{H}{\operatorname{sen}\theta}\right)}$$

$$= \frac{1}{2}\gamma H \left[\frac{\operatorname{sen}(\beta - \theta)}{\operatorname{sen}\beta \operatorname{sen}\theta}\right] \operatorname{sen}^2\theta \tag{10.33}$$

El esfuerzo cortante promedio resistente desarrollado a lo largo del plano AC también se expresa como

$$\tau_d = c_d + \sigma' \tan \phi_d$$

$$= c_d + \frac{1}{2}\gamma H \left[\frac{\operatorname{sen}(\beta - \theta)}{\operatorname{sen}\beta \operatorname{sen}\theta}\right] \cos\theta \operatorname{sen}\theta \tan\phi_d \tag{10.34}$$

Ahora, de las ecuaciones (10.33) y (10.34), tenemos

$$\frac{1}{2}\gamma H \left[\frac{\operatorname{sen}(\beta - \theta)}{\operatorname{sen}\beta \operatorname{sen}\theta}\right] \operatorname{sen}^2\theta = c_d + \frac{1}{2}\gamma H \left[\frac{\operatorname{sen}(\beta - \theta)}{\operatorname{sen}\beta \operatorname{sen}\theta}\right] \cos\theta \operatorname{sen}\theta \tan\phi_d \tag{10.35}$$

o

$$c_d = \frac{1}{2}\gamma H \left[\frac{\operatorname{sen}(\beta - \theta)(\operatorname{sen}\theta - \cos\theta \tan\phi_d)}{\operatorname{sen}\beta} \right] \tag{10.36}$$

La expresión en la ecuación (10.36) es derivada para el plano de falla de prueba AC. Para determinar el plano crítico de falla, usamos el principio de los máximos y mínimos (para un valor dado de ϕ_d) para encontrar el ángulo θ en el que la cohesión desarrollada será máxima. La primera derivada de c_d con respecto a θ se hace igual a 0, o bien

$$\frac{\partial c_d}{\partial \theta} = 0 \tag{10.37}$$

Como γ, H y β son constantes en la ecuación (10.36), tenemos

$$\frac{\partial}{\partial \theta}[\operatorname{sen}(\beta - \theta)(\operatorname{sen}\theta - \cos\theta \tan\phi_d)] = 0 \tag{10.38}$$

Resolviendo la ecuación (10.38) obtenemos el valor crítico de θ, o

$$\theta_{cr} = \frac{\beta + \phi_d}{2} \tag{10.39}$$

Al sustituir el valor de $\theta = \theta_{cr}$ en la ecuación (10.36), obtenemos

$$c_d = \frac{\gamma H}{4}\left[\frac{1 - \cos(\beta - \phi_d)}{\operatorname{sen}\beta \cos\phi_d} \right] \tag{10.40}$$

La altura máxima del talud para la cual ocurre el equilibrio crítico se obtiene sustituyendo $c_d = c$ y $\phi_d = \phi$ en la ecuación (10.4). Entonces,

$$H_{cr} = \frac{4c}{\gamma}\left[\frac{\operatorname{sen}\beta \cos\phi}{1 - \cos(\beta - \phi)} \right] \tag{10.41}$$

EJEMPLO 10.3

Se va a hacer un corte en un suelo que tiene γ = 16.5 kN/m^3, c = 29 kN/m^2, y ϕ = 15°. El lado del talud del corte formará un ángulo de 45° con la horizontal. ¿Qué profundidad del talud del corte tendrá un factor de seguridad, FS_s, de 3?

Solución Nos dan $\phi = 15°$ y $c = 29$ kN/m². Si $FS_s = 3$, entonces FS_c y FS_ϕ deben ambos ser igual a 3. Tenemos

$$FS_c = \frac{c}{c_d}$$

o

$$c_d = \frac{c}{FS_c} = \frac{c}{FS_s} = \frac{29}{3} = 9.67 \text{ kN/m}^2$$

Similarmente,

$$FS_\phi = \frac{\tan \phi}{\tan \phi_d}$$

$$\tan \phi_d = \frac{\tan \phi}{FS_\phi} = \frac{\tan \phi}{FS_s} = \frac{\tan 15}{3}$$

o

$$\phi_d = \tan^{-1}\left[\frac{\tan 15}{3}\right] = 5.1°$$

Sustituyendo los valores precedentes de c_d y ϕ_d en la ecuación (10.40) se obtiene

$$H = \frac{4c_d}{\gamma}\left[\frac{\operatorname{sen}\beta \cos \phi_d}{1 - \cos(\beta - \phi_d)}\right] = \frac{4 \times 9.67}{16.5}\left[\frac{\operatorname{sen}45 \cos 5.1}{1 - \cos(45 - 5.1)}\right] \approx \mathbf{7.1\ m}$$ ■

10.5 Análisis de taludes finitos con superficie de falla circularmente cilíndrica. Generalidades

En general, la falla de los taludes ocurre en uno de los siguientes modos (figura 10.6):

1. Cuando la falla ocurre de tal manera que la superficie de deslizamiento interseca al talud en, o arriba de, su pie, es llamada una *falla de talud* (figura 10.6a). Al círculo de falla se le llama *círculo de pie* si éste pasa por el pie del talud y *círculo de talud* si pasa arriba de la punta del talud. Bajo ciertas circunstancias es posible tener una falla de talud superficial como se muestra en la figura 10.6b.
2. Cuando la falla ocurre de tal manera que la superficie de deslizamiento pasa a alguna distancia debajo del pie del talud, se llama *falla de base* (figura 10.6c). El círculo de falla en el caso de una falla de base se llama *círculo de medio punto.*

Los diversos procedimientos de análisis de estabilidad, en general, se dividen en dos clases principales:

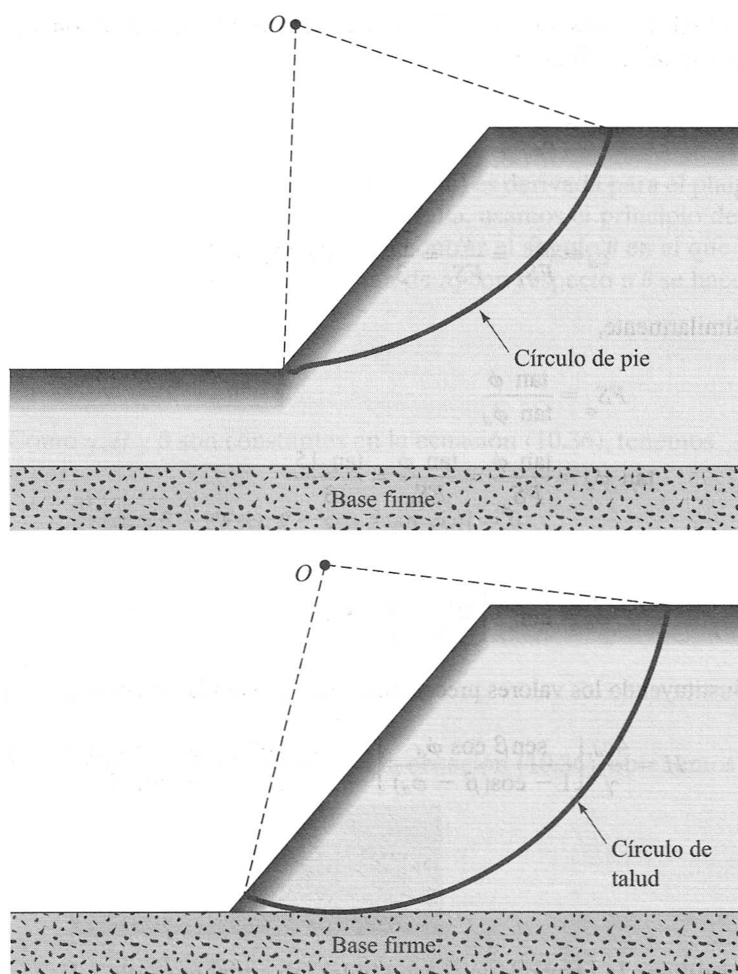
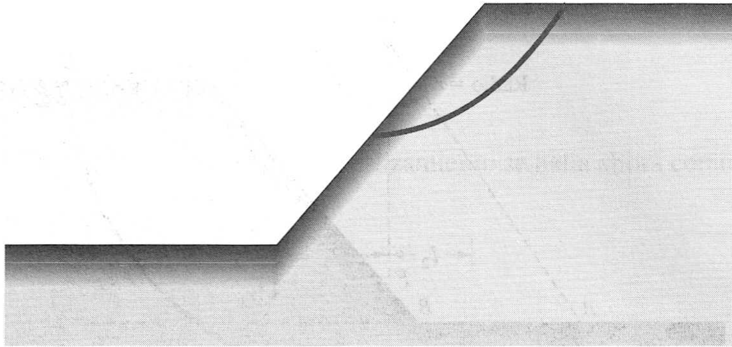
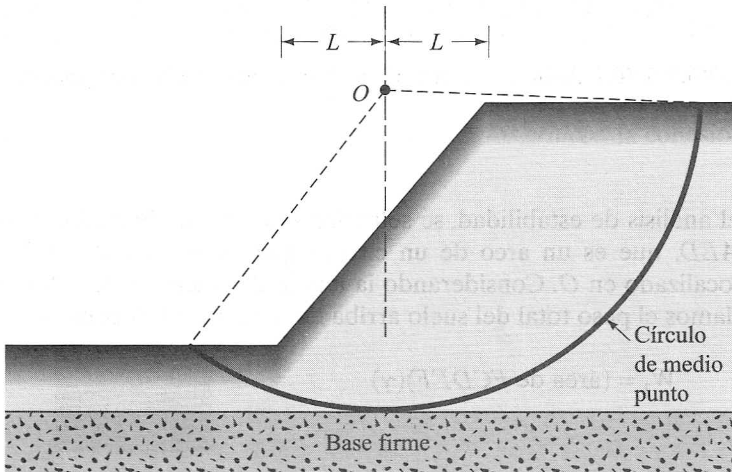


FIGURA 10.6 Modos de fallas de un talud finito.

1. *Procedimiento de masa.* Aquí, la masa del suelo arriba de la superficie de deslizamiento se toma como unitaria. Esto es útil cuando el suelo que forma el talud se supone homogéneo, aunque no es común en el caso de la mayoría de los taludes naturales.
2. *Método de las dovelas.* En este procedimiento, el suelo arriba de la superficie de deslizamiento se divide en varias dovelas verticales paralelas. La estabilidad de cada dovela se calcula separadamente. Ésta es una técnica versátil en la que la no homogeneidad de los suelos y la presión del agua de poro se toma en consideración; también toma en cuenta el esfuerzo normal a lo largo de la superficie potencial de falla.



(b) Falla superficial de un talud



(c) Falla de base

FIGURA 10.6 (Continuación.)

Los fundamentos del análisis de la estabilidad de taludes por el procedimiento de masa y por el método de las dovelas se presentan en las secciones siguientes.

10.6 Procedimiento de masa del análisis de estabilidad (Superficie de falla circularmente cilíndrica)

Taludes en suelo arcilloso homogéneo con $\phi = 0$ (Condición no drenada)

La figura 10.7 muestra un talud en un suelo homogéneo. La resistencia cortante no drenada del suelo se supone constante con la profundidad y se da por $\tau_f = c_u$. Para hacer

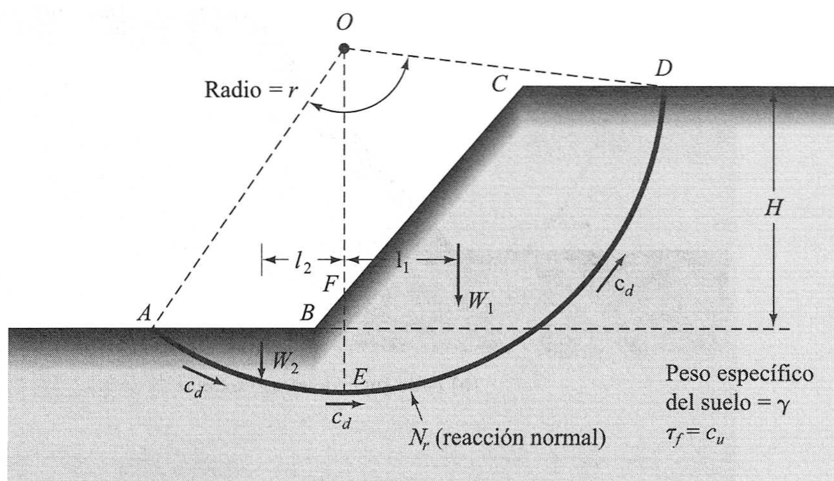


FIGURA 10.7 Análisis de la estabilidad de un talud en suelo homogéneo de arcilla ($\phi = 0$).

el análisis de estabilidad, se selecciona una curva de deslizamiento potencial de prueba *AED,* que es un arco de un círculo que tiene un radio r. El centro del círculo está localizado en O. Considerando la longitud unitaria perpendicular a la sección del talud, damos el peso total del suelo arriba de la curva AED como $W = W_1 + W_2$, donde

$$W_1 = (\text{área de } FCDEF)(\gamma)$$

y

$$W_2 = (\text{área de } ABFEA)(\gamma)$$

Note que γ = peso específico saturado del suelo.

La falla del talud ocurre por el deslizamiento de la masa del suelo. El momento de la fuerza actuante respecto a O para causar la inestabilidad del talud es

$$M_d = W_1 l_1 - W_2 l_2 \qquad (10.42)$$

donde l_1 y l_2 son los brazos de momento.

La resistencia al deslizamiento se deriva de la cohesión que actúa a lo largo de la superficie potencial de deslizamiento. Si c_d es la cohesión que tiene que desarrollarse, el momento de las fuerzas resistentes respecto a O es entonces

$$M_R = c_d(AED)(1)(r) = c_d r^2 \theta \qquad (10.43)$$

Por equilibrio, $M_R = M_d$; se tiene entonces,

$$c_d r^2 \theta = W_1 l_1 - W_2 l_2$$

o

$$c_d = \frac{W_1 l_1 - W_2 l_2}{r^2 \theta} \tag{10.44}$$

El factor de seguridad contra deslizamiento se halla ahora como:

$$FS_s = \frac{\tau_f}{c_d} = \frac{c_u}{c_d} \tag{10.45}$$

Note que la curva potencial de deslizamiento AED fue escogida arbitrariamente. La superficie crítica es aquella para la cual la razón de c_u a c_d es un mínimo; en otras palabras, para la cual c_d es un máximo. Para encontrar la superficie crítica por deslizamiento, se hacen varias pruebas con diferentes círculos de prueba. El valor mínimo del factor de seguridad así obtenido es el factor de seguridad contra deslizamiento del talud y el círculo correspondiente es el círculo crítico.

Problemas de estabilidad de este tipo fueron resueltos analíticamente por Fellenius (1927) y Taylor (1937). Para el caso de *círculos críticos*, la cohesión desarrollada se expresa por la relación

$$c_d = \gamma H m$$

o

$$\frac{c_d}{\gamma H} = m \tag{10.46}$$

Note que el término m en el lado derecho de la ecuación anterior es adimensional y se llama *número de estabilidad*. La altura crítica (es decir, $FS_s = 1$) del talud se evalúa sustituyendo $H = H_{cr}$ y $c_d = c_u$ (movilización total de la resistencia cortante no drenada) en la ecuación (10.46). Así entonces,

$$H_{cr} = \frac{c_u}{\gamma m} \tag{10.47}$$

Los valores del número de estabilidad m para varios ángulos de talud β están dados en la figura 10.8. Terzaghi y Peck (1967) usaron el término $\gamma H / c_d$, el recíproco de m y lo llamaron el *factor de estabilidad*. La figura 10.8 debe usarse con cuidado. Note que ella es válida para taludes de arcilla saturada y es aplicable sólo a condiciones no drenadas ($\phi = 0$).

Con referencia a la figura 10.8, considere lo siguiente:

1. Para ángulos de talud mayores que 53°, el círculo crítico es siempre un círculo de pie. La localización del centro del círculo de pie se encuentra con ayuda de la figura 10.9.

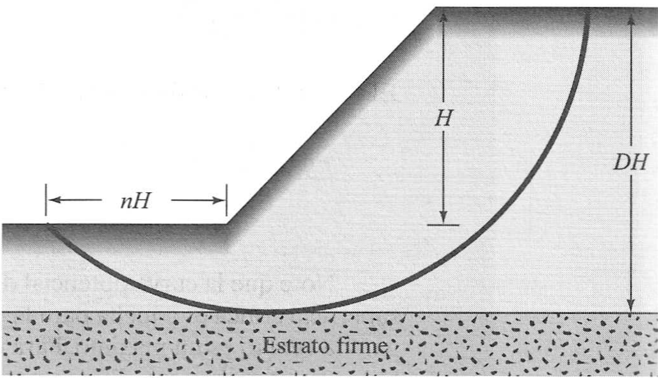
Para $\beta > 53°$:
Todos los círculos son círculos de pie.

Para $\beta < 53°$:

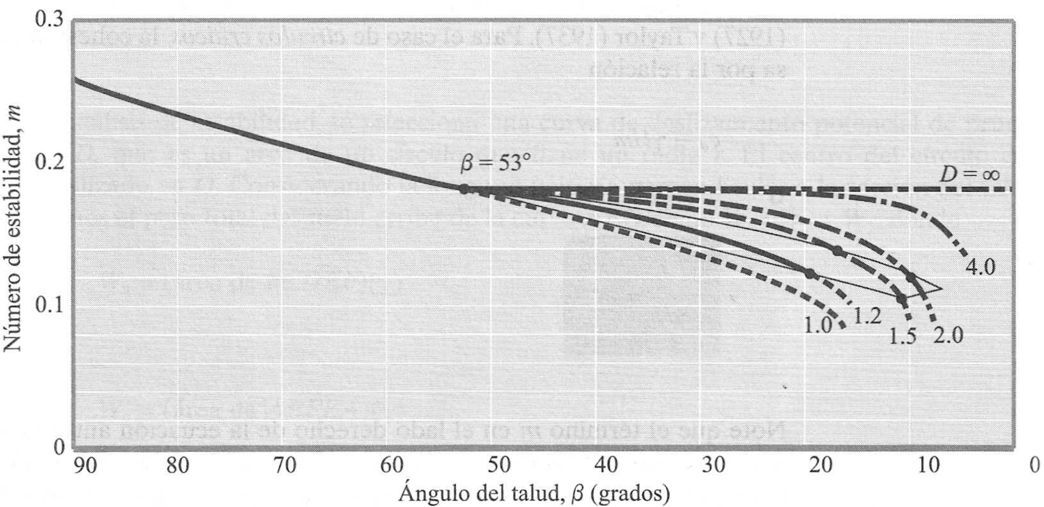
Círculo de pie

Círculo de medio punto

Círculo del talud



(a)



(b)

FIGURA 10.8 (a) Definición de los parámetros para la falla tipo circular en el punto medio; (b) gráfica del número de estabilidad *versus* ángulo del talud (según Terzaghi y Peck, 1967; redibujada).

2. Para $\beta < 53°$, el círculo crítico es un círculo de pie, de talud, o de medio punto, dependiendo de la localización de la base firme bajo el talud, denominada la *función de profundidad*, que se define como

$$D = \frac{\text{distancia vertical de la cima del talud a la base firme}}{\text{altura del talud}} \tag{10.48}$$

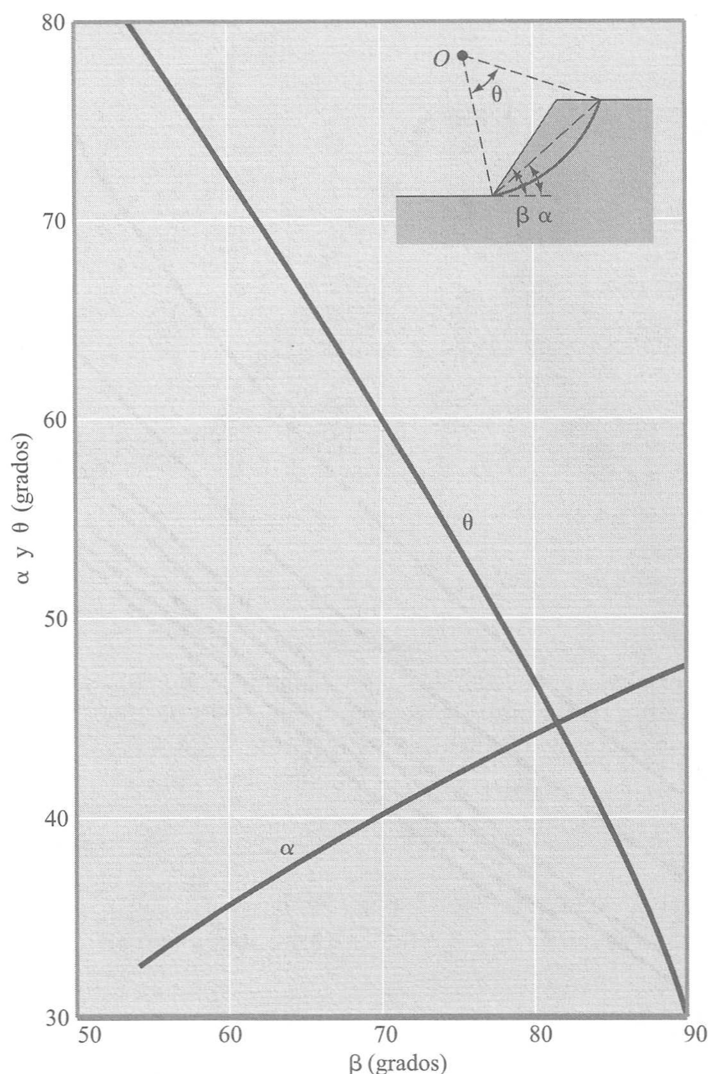


FIGURA 10.9 Localización del centro de los círculos críticos para $\beta > 53°$.

3. Cuando el círculo crítico es un círculo de medio punto (es decir, la superficie de falla es tangente a la base firme), su posición se determina con ayuda de la figura 10.10.
4. El máximo valor posible del número de estabilidad por falla en el círculo de medio punto es 0.181.

Fellenius (1927) también investigó el caso de los círculos críticos de pie para taludes con $\beta < 53°$. La localización de éstos se determina usando la figura 10.11 y la tabla 10.1.

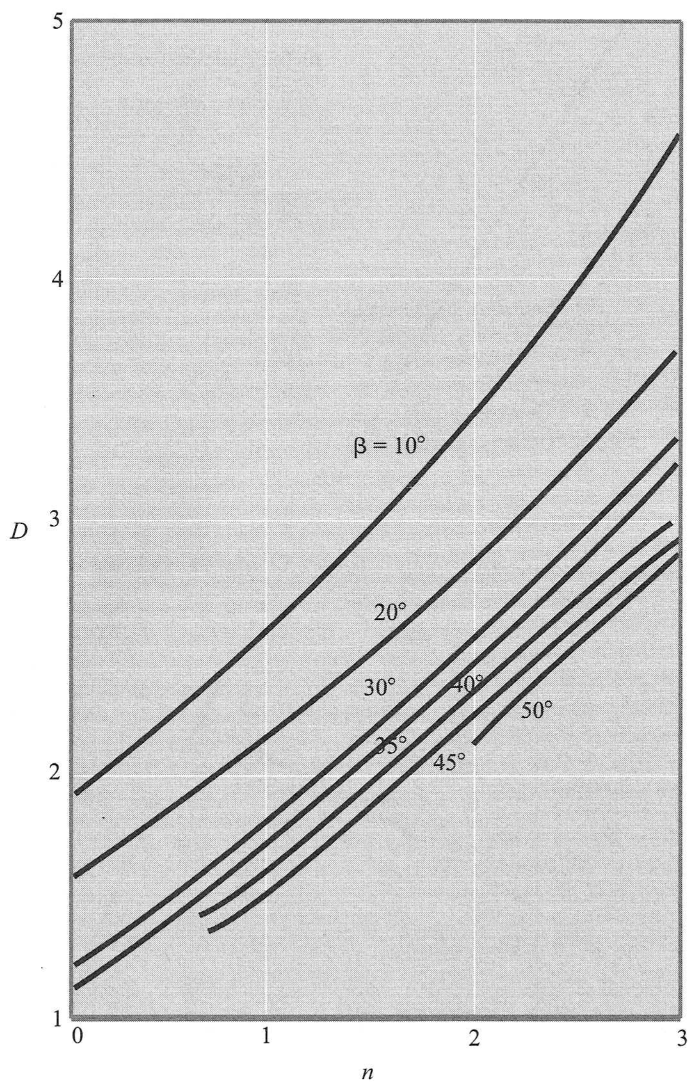


FIGURA 10.10 Localización del círculo de medio punto.

Note que esos círculos de punta críticos no son necesariamente los círculos más críticos que existen.

EJEMPLO 10.4 Un talud cortado en arcilla saturada (figura 10.12) forma un ángulo de 56° con la horizontal.

a. Determine la profundidad máxima hasta que el corte puede hacerse. Suponga que la superficie crítica por deslizamiento es circularmente cilíndrica. ¿Cuál será la naturaleza del círculo crítico (es decir, de pie, de talud, o de medio punto)?

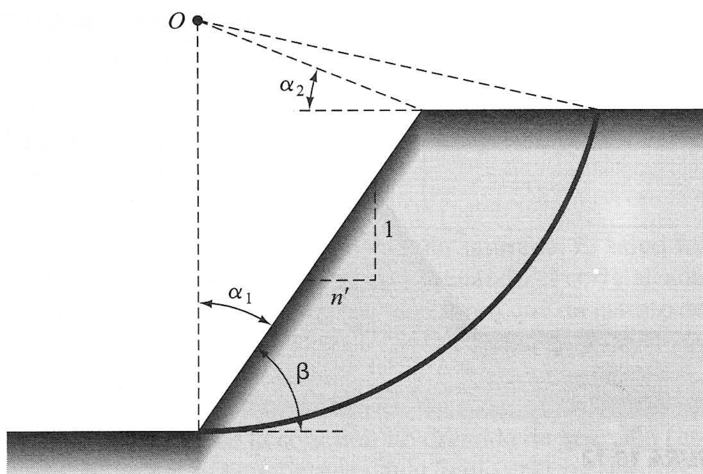


FIGURA 10.11 Localización del centro de los círculos críticos de punta para $\beta < 53°$.

b. Con referencia a la parte a, determine la distancia del punto de intersección del círculo crítico de falla desde el borde superior del talud.

c. ¿Qué tan profundo debe hacerse el corte si se requiere un factor de seguridad de 2 contra deslizamiento?

Solución

a. Como el ángulo del talud $\beta = 56° > 53°$, el círculo crítico es un **círculo de pie.** De la figura 10.8, para $\beta = 56°$, $m = 0.185$. Usando la ecuación (10.47), tenemos

$$H_{cr} = \frac{c_u}{\gamma m} = \frac{24}{(15.7)(0.185)} = 8.26 \text{ m} \approx \mathbf{8.25\ m}$$

Tabla 10.1 Localización del centro de círculos críticos de pie ($\beta < 53°$).

n'	β (grados)	α_1 (grados)	α_2 (grados)
1.0	45	28	37
1.5	33.68	26	35
2.0	26.57	25	35
3.0	18.43	25	35
5.0	11.32	25	37

Nota: Para las notaciones de n', β, α_1 y α_2, véase la figura 10.11.

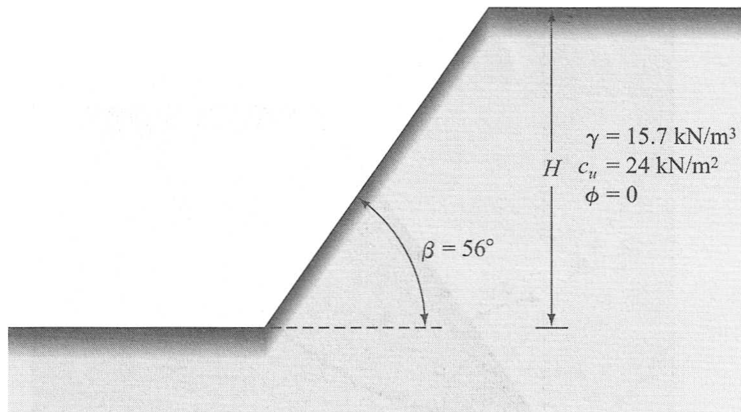


FIGURA 10.12

b. Refiérase a la figura 10.13. Para el círculo crítico, tenemos

$$\overline{BC} = \overline{EF} = \overline{AF} - \overline{AE} = H_{cr}(\cot\,\alpha - \cot\,56°)$$

De la figura 10.9, para $\beta = 56°$, la magnitud de α es de 33°, por lo que

$$\overline{BC} = 8.25(\cot\,33 - \cot\,56) = 7.14\text{ m} \approx \mathbf{7.15\ m}$$

c. La cohesión desarrollada es

$$c_d = \frac{c_u}{FS_s} = \frac{24}{2} = 12\text{ kN/m}^2$$

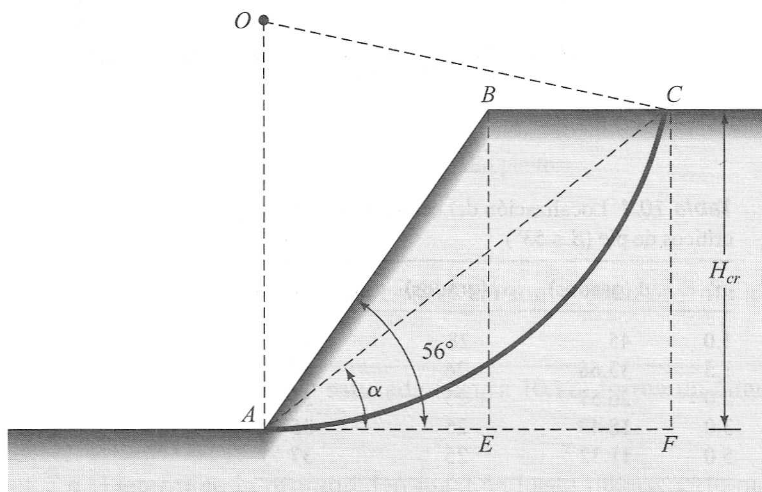


FIGURA 10.13

De la figura 10.8, para $\beta = 56°$, $m = 0.185$. Tenemos entonces

$$H = \frac{c_d}{\gamma m} = \frac{12}{(15.7)(0.185)} = \mathbf{4.13\ m}$$ ■

EJEMPLO 10.5

Un talud fue excavado en una arcilla saturada. El talud formó un ángulo de 40° con la horizontal. La falla del talud ocurrió cuando el corte alcanzó una profundidad de 6.1 m. Exploraciones previas del suelo mostraron que un estrato de roca estaba localizado a una profundidad de 9.15 m debajo de la superficie del terreno. Suponga una condición no drenada y $\gamma_{sat} = 17.29$ kN/m³.

a. Determine la cohesión no drenada de la arcilla (use la figura 10.8).
b. ¿Cuál es la naturaleza del círculo crítico?
c. Con referencia a la punta del talud, ¿a qué distancia intersecó la superficie de deslizamiento el fondo de la excavación?

Solución

a. Con referencia a la figura 10.8, encontramos

$$D = \frac{9.15}{6.1} = 1.5$$

$$\gamma_{sat} = 17.29\ \text{kN/m}^3$$

$$H_{cr} = \frac{c_u}{\gamma m}$$

De la figura 10.8, para $\beta = 40°$ y $D = 1.5$, $m = 0.175$, por lo que

$$c_u = (H_{cr})(\gamma)(m) = (6.1)(17.29)(0.175) = \mathbf{18.5\ kN/m^2}$$

b. Círculo del medio punto
c. De la figura 10.10, para $D = 1.5$ y $\beta = 40°$, $n = 0.9$, por lo que

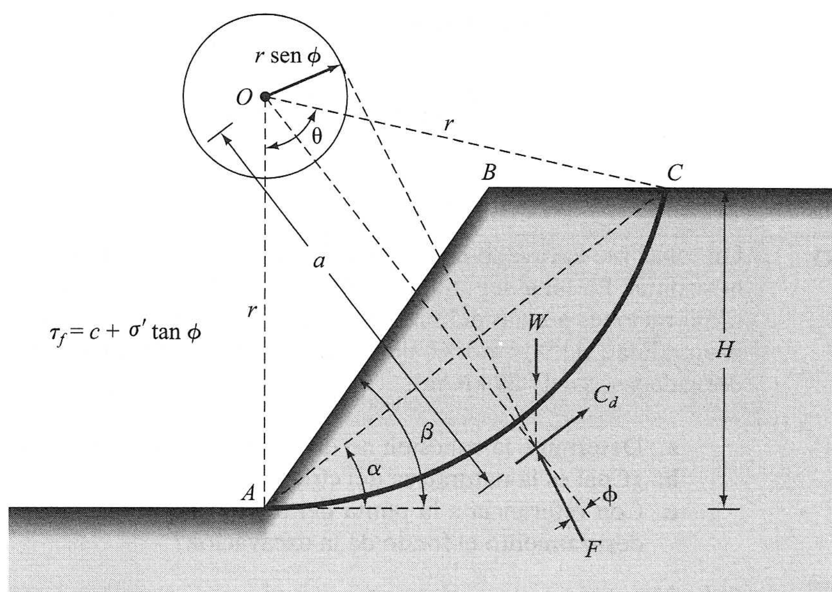
$$\text{distancia} = (n)(H_{cr}) = (0.9)(6.1) = \mathbf{5.49\ m}$$ ■

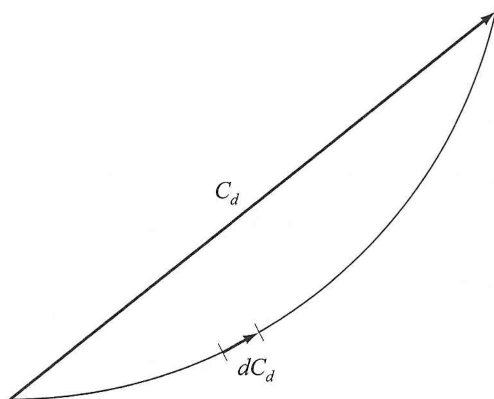
Taludes en suelo homogéneo con $\phi > 0$

En la figura 10.14a se muestra un talud en un suelo homogéneo. La resistencia cortante del suelo se da por

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi$$

La presión de poro se supone igual a 0. $\widehat{AC}$ es un arco circular de prueba que pasa por la punta del talud, y O es el centro del círculo. Considerando una longitud unitaria





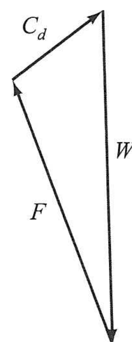


FIGURA 10.14 Análisis de taludes en suelos homogéneos con $\phi > 0$.

perpendicular a la sección del talud, encontramos

peso de la cuña de suelo $ABC = W =$ (área de ABC)(γ)

Por equilibrio, las siguientes fuerzas también están actuando sobre la cuña:

1. C_d, que es la resultante de la fuerza cohesiva y es igual a la cohesión unitaria desarrollada multiplicada por la longitud de la cuerda AC. La magnitud de C_d se da por (figura 10.14b).

$$C_d = c_d(\overline{AC}) \tag{10.49}$$

C_d actúa en una dirección paralela a la cuerda AC (figura 10.14b) y a una distancia a desde el centro del círculo O tal que

$$C_d(a) = c_d(\widehat{AC})r$$

o

$$a = \frac{c_d(\widehat{AC})r}{C_d} = \frac{\widehat{AC}}{\overline{AC}}r \tag{10.50}$$

2. F, que es la resultante de las fuerzas normal y de fricción a lo largo de la superficie de deslizamiento. Por equilibrio, la línea de acción de F debe pasar por el punto de intersección de la línea de acción de W y C_d.

Ahora, si suponemos movilizada la fricción total ($\phi_d = \phi$ o $FS_\phi = 1$), la línea de acción de F formará un ángulo ϕ con una normal al arco y será entonces una tangente a un círculo con su centro en O y radio igual a r sen ϕ. Este círculo se llama *círculo de fricción*. El radio del círculo de fricción es en realidad un poco mayor que r sen ϕ.

Como las direcciones de W, C_d y F y la magnitud de W se conocen, dibujamos un polígono de fuerzas, como muestra la figura 10.14c. La magnitud de C_d se determina con el polígono de fuerzas. La cohesión unitaria desarrollada entonces se encuentra así:

$$c_d = \frac{C_d}{\overline{AC}}$$

La determinación de la magnitud de c_d descrita previamente se basa en una superficie de deslizamiento de prueba. Varias pruebas deben hacerse para obtener la superficie de deslizamiento más crítica a lo largo de la cual la cohesión desarrollada es un máximo. Es posible entonces expresar la cohesión máxima desarrollada a lo largo de la superficie crítica como

$$c_d = \gamma H\,[f(\alpha, \beta, \theta, \phi)] \tag{10.51}$$

Para el equilibrio crítico, es decir, $FS_c = FS_\phi = FS_s = 1$, sustituimos $H = H_{cr}$ y $c_d = c$ en la ecuación (10.51):

$$c = \gamma H_{cr}[f(\alpha, \beta, \theta, \phi)]$$

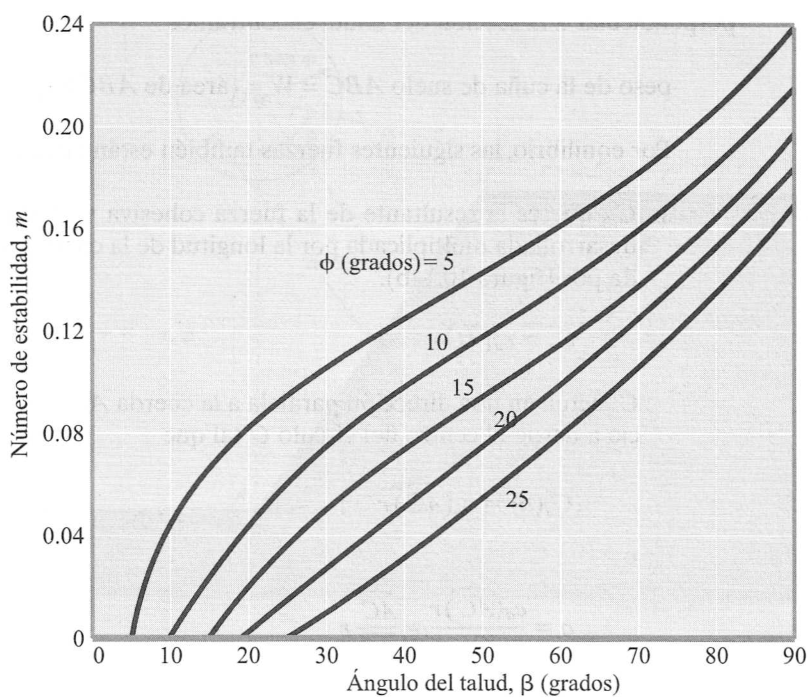


FIGURA 10.15 Número de estabilidad de Taylor para $\phi > 0$.

o

$$\frac{c}{\gamma H_{cr}} = f(\alpha, \beta, \theta, \phi) = m \tag{10.52}$$

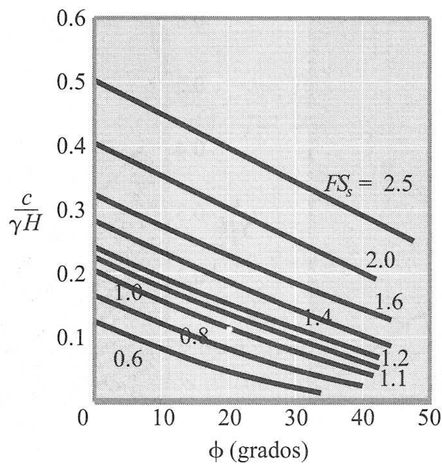
donde m = número de estabilidad. Los valores de m para varios valores de ϕ y β (Taylor, 1937) se dan en la figura 10.15. El ejemplo 10.6 ilustra el uso de esta carta.

Los cálculos han mostrado que para ϕ mayor que aproximadamente 3°, los círculos críticos son todos *círculos de pie.* Usando el método de Taylor de la estabilidad del talud (Ejemplo 10.6), Singh (1970) proporcionó gráficas de iguales factores de seguridad, FS_s, para varios taludes y se dan en la figura 10.16. En esas cartas se supuso que la presión del agua de poro es igual a 0.

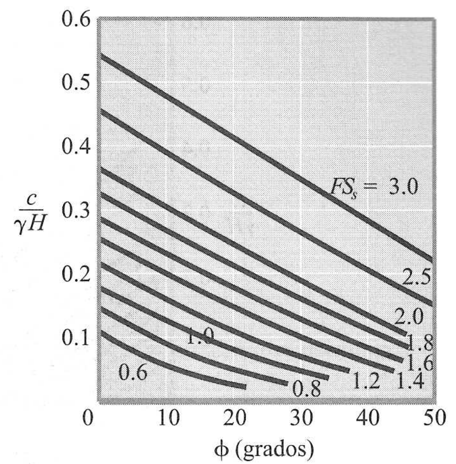
EJEMPLO 10.6

Un talud con $\beta = 45°$ va a construirse con un suelo que tiene $\phi = 20°$ y $c = 24$ kN/m². El peso específico del suelo compactado será de 18.9 kN/m³.

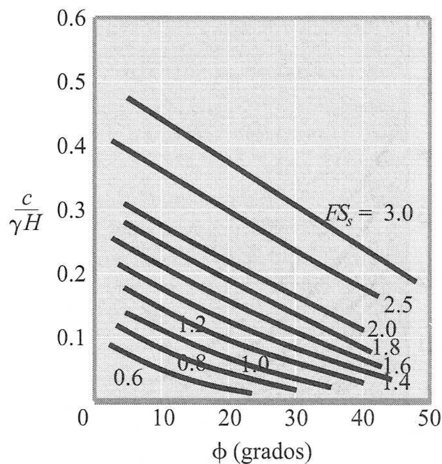
a. Encuentre la altura crítica del talud.
b. Si la altura del talud es de 10 m, determine el factor de seguridad con respecto a la resistencia.



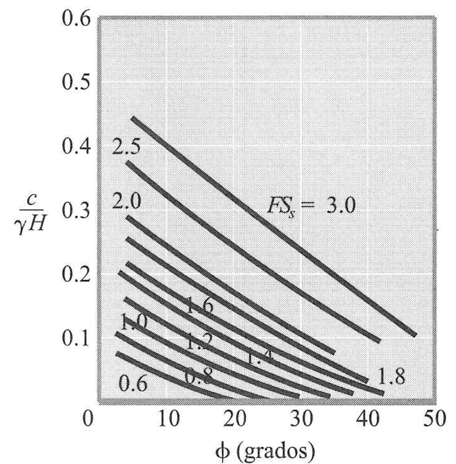
(a) Talud: vertical 1, horizontal 0.5



(b) Talud: vertical 1, horizontal 0.75



(c) Talud: vertical 1, horizontal 1



(d) Talud: vertical 1, horizontal 1.5

FIGURA 10.16 Curvas de igual factor de seguridad (según Singh, 1970).

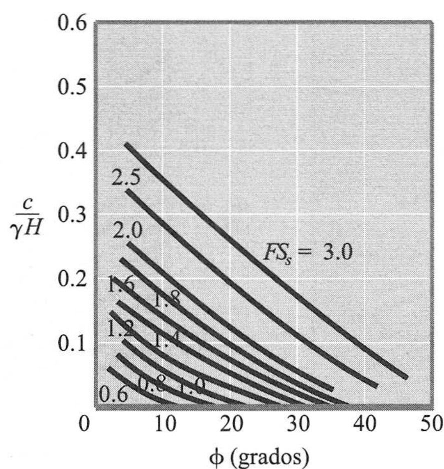
Solución

a. Tenemos

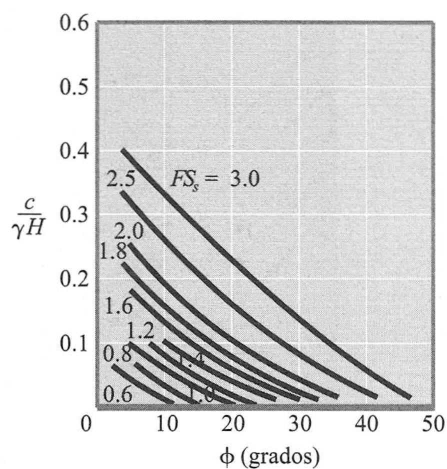
$$m = \frac{c}{\gamma H_{cr}}$$

De la figura 10.15, para $\beta = 45°$ y $\phi = 20°$, $m = 0.06$. Por tanto

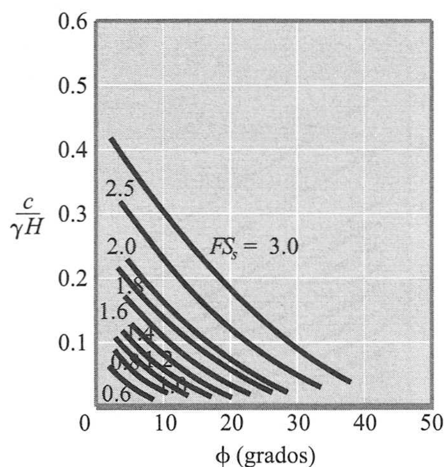
$$H_{cr} = \frac{c}{\gamma m} = \frac{24}{(18.9)(0.06)} = \mathbf{21.1\ m}$$



(e) Talud: vertical 1, horizontal 2



(f) Talud: vertical 1, horizontal 2.5



(g) Talud: vertical 1, horizontal 3

FIGURA 10.16 (Continuación.)

b. Si suponemos que toda la fricción se moviliza, entonces, con referencia a la figura 10.15 (para $\beta = 45°$ y $\phi_d = \phi = 20°$), tenemos

$$m = 0.06 = \frac{c_d}{\gamma H}$$

o

$$c_d = (0.06)(18.9)(10) = 11.34 \ \text{kN/m}^2$$

Entonces,

$$FS_\phi = \frac{\tan \phi}{\tan \phi_d} = \frac{\tan 20}{\tan 20} = 1$$

y

$$FS_c = \frac{c}{c_d} = \frac{24}{11.34} = 2.12$$

Como $FS_c \neq FS_\phi$, éste no es el factor de seguridad con respecto a resistencia.

Realicemos ahora otra prueba. Sea el ángulo de fricción desarrollado, ϕ_d, igual a 15°. Para $\beta = 45°$ y el ángulo de fricción igual a 15°, encontramos de la figura 10.15

$$m = 0.085 = \frac{c_d}{\gamma H}$$

o

$$c_d = (0.085)(18.9)(10) = 16.07 \text{ kN/m}^2$$

Para esta prueba,

$$FS_\phi = \frac{\tan \phi}{\tan \phi_d} = \frac{\tan 20}{\tan 15} = 1.36$$

y

$$FS_c = \frac{c}{c_d} = \frac{24}{16.07} = 1.49$$

Cálculos similares de FS_ϕ y FS_c para varios valores supuestos de ϕ_d, se dan en la siguiente tabla:

ϕ_d	tan ϕ_d	FS_ϕ	m	c_d (kN/m²)	FS_c
20	0.364	1.0	0.06	11.34	2.12
15	0.268	1.36	0.085	16.07	1.49
10	0.176	2.07	0.11	20.79	1.15
5	0.0875	4.16	0.136	25.70	0.93

Los valores de FS_ϕ están graficados contra sus valores correspondientes de FS_c en la figura 10.17, de donde encontramos

$$FS_c = FS_\phi = FS_s = \mathbf{1.45}$$ 

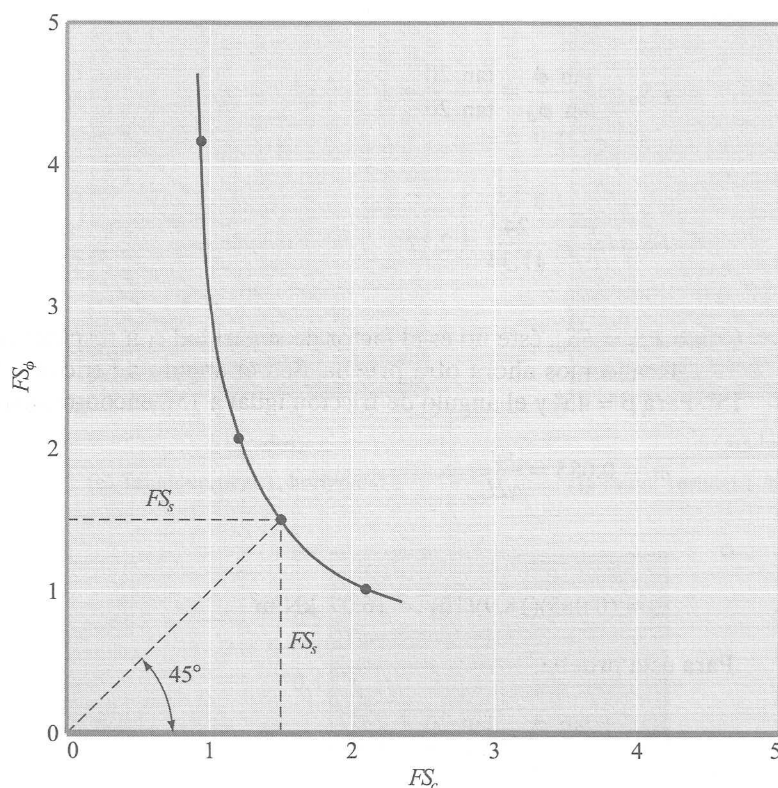
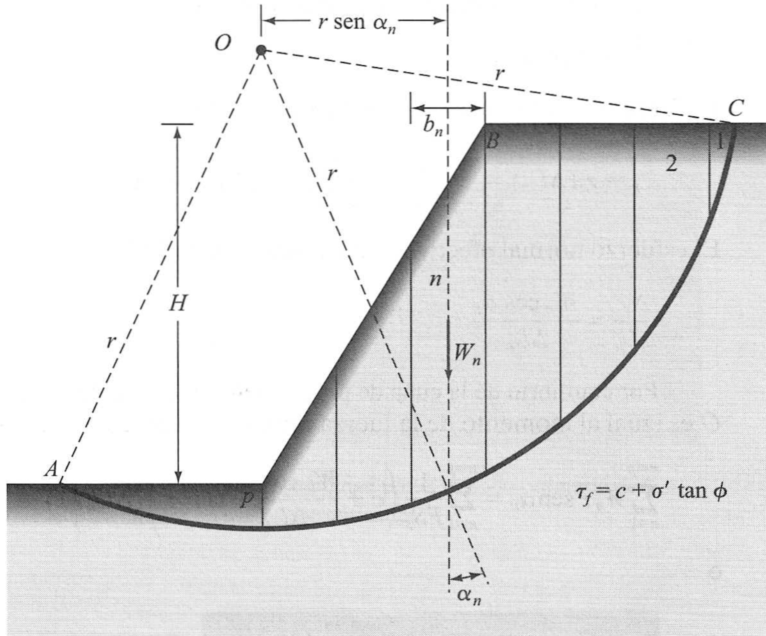


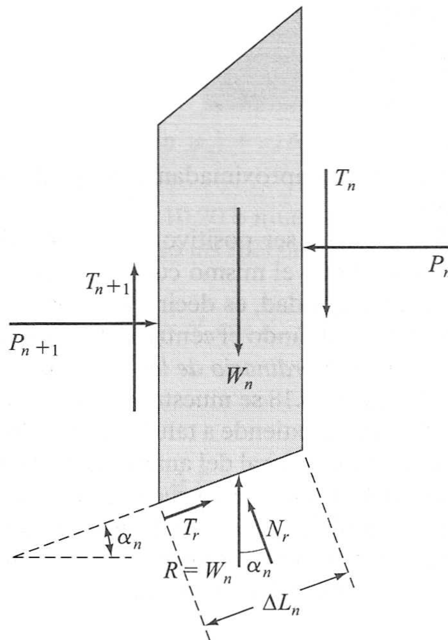
FIGURA 10.17

10.7 Método de las dovelas

El análisis por estabilidad usando el método de las dovelas se explica con referencia a la figura 10.18a, en donde AC es un arco de un círculo que representa la superficie de falla de prueba. El suelo arriba de la superficie de falla de prueba se divide en varias dovelas verticales. El ancho de cada dovela no tiene que ser el mismo. Considerando una longitud unitaria perpendicular a la sección transversal mostrada, las fuerzas que actúan sobre una dovela típica (n-ésima dovela) se muestran en la figura 10.18b. W_n es el peso efectivo de la dovela. Las fuerzas N_r y T_r son las componentes normal y tangencial de la reacción R, respectivamente. P_n y P_{n+1} son las fuerzas normales que actúan sobre los lados de la dovela. Similarmente, las fuerzas cortantes que actúan sobre los lados de la dovela son T_n y T_{n+1}. Por simplicidad, la presión de poro del agua se supone igual a 0. Las fuerzas P_n, P_{n+1}, T_n y T_{n+1} son difíciles de determinar. Sin embargo, hacemos una suposición aproximada de que las resultantes de P_n y T_n son iguales en magnitud a las resultantes de P_{n+1} y T_{n+1} y también que sus líneas de acción coinciden.



(a)



(b)

FIGURA 10.18 Análisis de estabilidad por el método ordinario de las dovelas: (a) superficie de falla de prueba; (b) fuerzas que actúan sobre la n-ésima dovela.

Por consideraciones de equilibrio, tenemos

$$N_r = W_n \cos \alpha_n$$

La fuerza cortante resistente se expresa como

$$T_r = \tau_d(\Delta L_n) = \frac{\tau_f(\Delta L_n)}{FS_s} = \frac{1}{FS_s}[c + \sigma' \tan \phi] \Delta L_n \tag{10.53}$$

El esfuerzo normal efectivo σ' en la ecuación (10.53) es igual a

$$\frac{N_r}{\Delta L_n} = \frac{W_n \cos \alpha_n}{\Delta L_n}$$

Por equilibrio de la cuña de prueba ABC, el momento de la fuerza actuante respecto a O es igual al momento de la fuerza resistente respecto a O, o bien

$$\sum_{n=1}^{n=p} W_n r \operatorname{sen} \alpha_n = \sum_{n=1}^{n=p} \frac{1}{FS_s}\left(c + \frac{W_n \cos \alpha_n}{\Delta L_n} \tan \phi\right)(\Delta L_n)(r)$$

o

$$FS_s = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} (c \Delta L_n + W_n \cos \alpha_n \tan \phi)}{\sum_{n=1}^{n=p} W_n \operatorname{sen} \alpha_n} \tag{10.54}$$

Nota: ΔL_n en la ecuación (10.54) es aproximadamente igual a $(b_n)/(\cos \alpha_n)$, donde b_n = ancho de la n-ésima dovela.

Note que el valor de α_n puede ser positivo o negativo. El valor de α_n es positivo cuando la pendiente del arco está en el mismo cuadrante que el talud del terreno. Para encontrar el factor mínimo de seguridad, es decir, el factor de seguridad para el círculo crítico, se hacen varias pruebas cambiando el centro del círculo de prueba. A este método se le llama generalmente el *método ordinario de las dovelas.*

Por conveniencia, en la figura 10.18 se muestra un talud en un suelo homogéneo. Sin embargo, el método de las dovelas se extiende a taludes con suelo estratificado, como muestra la figura 10.19. El procedimiento general del análisis de estabilidad es el mismo. Existen algunos puntos menores que deben tomarse en cuenta. Cuando la ecuación (10.54) se usa para el cálculo del factor de seguridad, los valores de ϕ y c no serán los mismos para todas las dovelas. Por ejemplo, para la dovela no. 3 (figura 10.19), tenemos que usar un ángulo de fricción $\phi = \phi_3$ y una cohesión $c = c_3$; similarmente, para la dovela no. 2, $\phi = \phi_2$ y $c = c_2$.

Método simplificado de las dovelas de Bishop

En 1955, Bishop propuso una solución más refinada para el método ordinario de las dovelas. En este método, el efecto de las fuerzas sobre los lados de cada dovela se toma en

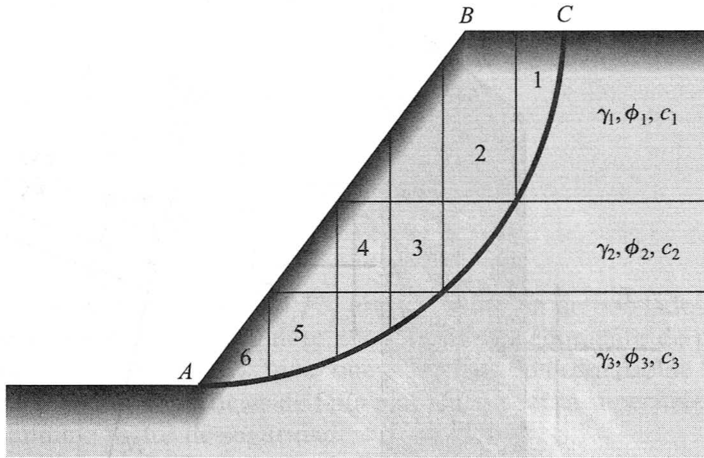


FIGURA 10.19 Análisis de estabilidad por el método ordinario de las dovelas para taludes en suelos estratificados.

cuenta en alguna medida. Podemos estudiar este método con referencia al análisis de taludes presentado en la figura 10.18. Las fuerzas que actúan sobre la n-ésima dovela mostrada en la figura 10.18b han sido redibujadas en la figura 10.20a. Sean $P_n - P_{n+1} = \Delta P$ y $T_n - T_{n+1} = \Delta T$. Escribimos también

$$T_r = N_r(\tan\ \phi_d) + c_d \Delta L_n = N_r\left(\frac{\tan\phi}{FS_s}\right) + \frac{c\,\Delta L_n}{FS_s} \tag{10.55}$$

La figura 10.20 b muestra el polígono de fuerzas para el equilibrio de la n-ésima dovela. Sumando las fuerzas en la dirección vertical resulta

$$W_n + \Delta T = N_r \cos\alpha_n + \left[\frac{N_r \tan\phi}{FS_s} + \frac{c\,\Delta L_n}{FS_s}\right]\operatorname{sen}\alpha_n$$

o

$$N_r = \frac{W_n + \Delta T - \dfrac{c\,\Delta L_n}{FS_s}\operatorname{sen}\alpha_n}{\cos\alpha_n + \dfrac{\tan\phi\operatorname{sen}\alpha_n}{FS_s}} \tag{10.56}$$

Por equilibrio de la cuña ABC (figura 10.18a), al tomar momentos respecto a O, resulta

$$\sum_{n=1}^{n=p} W_n\, r \operatorname{sen}\alpha_n = \sum_{n=1}^{n=p} T_r\gamma \tag{10.57}$$

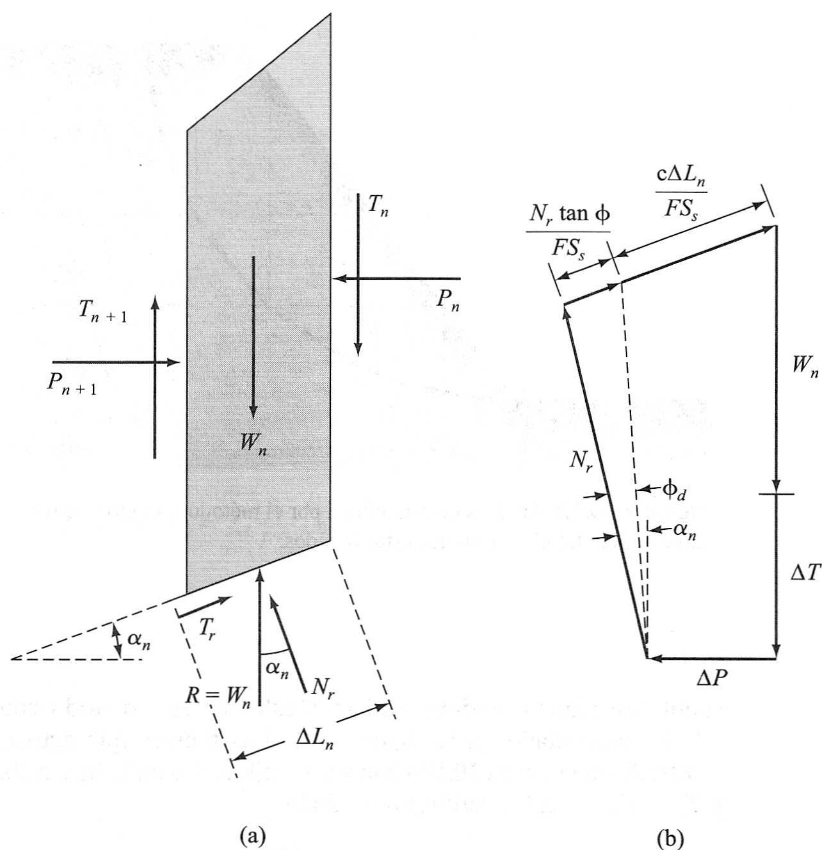


FIGURA 10.20 Método simplificado de las dovelas de Bishop: (a) fuerzas que actúan sobre la n-ésima dovela; (b) polígono de fuerzas de equilibrio.

$$\text{donde } T_r = \frac{1}{FS_s}(c + \sigma' \tan \phi)\,\Delta L_n$$

$$= \frac{1}{FS_s}(c\,\Delta L_n + N_r \tan \phi) \tag{10.58}$$

Al sustituir las ecuaciones (10.56) y (10.58) en la ecuación (10.57), tenemos

$$FS_s = \frac{\displaystyle\sum_{n=1}^{n=p} (cb_n + W_n \tan \phi + \Delta T \tan \phi)\frac{1}{m_{\alpha(n)}}}{\displaystyle\sum_{n=1}^{n=p} W_n \operatorname{sen}\alpha_n} \tag{10.59}$$

donde

$$m_{\alpha(n)} = \cos \alpha_n + \frac{\tan \phi \operatorname{sen}\alpha_n}{FS_s} \tag{10.60}$$

Por simplicidad, si hacemos $\Delta T = 0$, la ecuación (10.59) toma la forma

$$FS_s = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} (cb_n + W_n \tan \phi) \frac{1}{m_{\alpha(n)}}}{\sum_{n=1}^{n=p} W_n \operatorname{sen} \alpha_n} \tag{10.61}$$

Note que el término FS_s está presente en ambos lados de la ecuación (10.61). Por consiguiente, se requiere adoptar un procedimiento de pruebas y error para encontrar el valor de FS_s. Igual que en el método ordinario de las dovelas, deben investigarse varias superficies de falla para encontrar la superficie crítica que proporcione el mínimo factor de seguridad.

El método simplificado de Bishop es probablemente el método más ampliamente usado. Con ayuda de una computadora, este método da resultados satisfactorios en la mayoría de los casos. El método ordinario de las dovelas se presenta en este capítulo meramente como una herramienta de aprendizaje que rara vez se usa ahora debido a que es demasiado conservador.

EJEMPLO 10.7

Para el talud mostrado en la figura 10.21, encuentre el factor de seguridad contra deslizamiento en la superficie de deslizamiento de prueba *AC*. Use el método ordinario de dovelas.

Solución La cuña de deslizamiento es dividida en siete dovelas. El resto de los cálculos se muestran en la tabla.

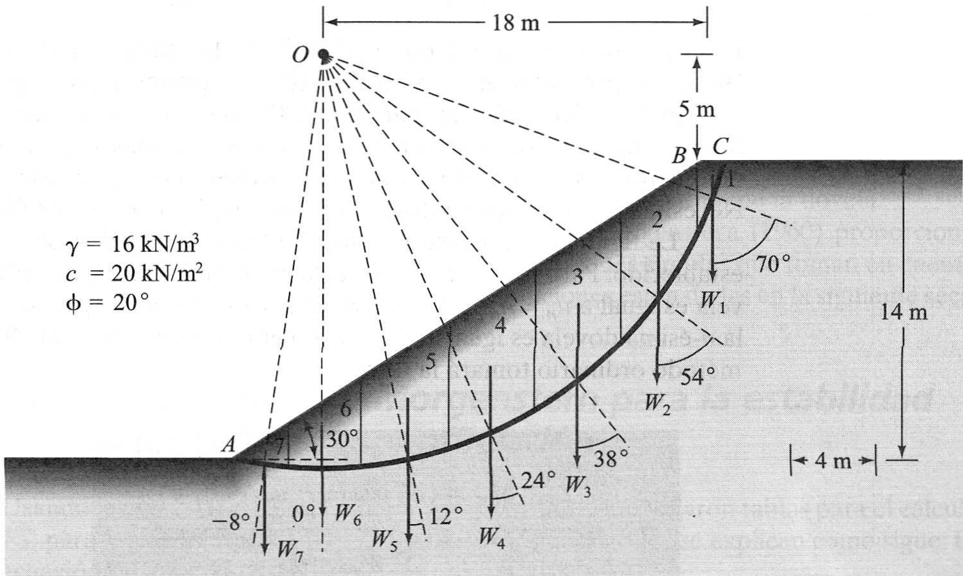


FIGURA 10.21

Dovela no. (1)	W (kN/m) (2)	α_n (grados) (3)	sen α_n (4)	cos α_n (5)	ΔL_n (m) (6)	W_n sen α_n (kN/m) (7)	W_n cos α_n (kN/m) (8)
1	22.4	70	0.94	0.342	2.924	21.1	6.7
2	294.4	54	0.81	0.588	6.803	238.5	173.1
3	435.2	38	0.616	0.788	5.076	268.1	342.94
4	435.2	24	0.407	0.914	4.376	177.1	397.8
5	390.4	12	0.208	0.978	4.09	81.2	381.8
6	268.8	0	0	1	4	0	268.8
7	66.58	−8	−0.139	0.990	3.232	−9.25	65.9
					Σcol. 6 = 30.501 m	Σcol. 7 = 776.75 kN/m	Σcol. 8 = 1638.04 kN/m

$$FS_s = \frac{(\Sigma \text{col. } 6)(c) + (\Sigma \text{col. } 8) \tan \phi}{\Sigma \text{col. } 7}$$

$$= \frac{(30.501)(20) + (1638.04)(\tan 20)}{776.75} = \mathbf{1.55}$$

10.8 Análisis de estabilidad por el método de las dovelas para infiltración con flujo establecido

Los fundamentos del método ordinario de las dovelas y del método simplificado de Bishop se presentaron en la sección 10.7 y supusimos que la presión del agua de poro era igual a 0. Sin embargo, para una infiltración de estado permanente a través de taludes, como es la situación en muchos casos prácticos, la presión del agua de poro tiene que tomarse en cuenta cuando se usan parámetros de resistencia cortante efectiva. Necesitamos entonces modificar ligeramente las ecuaciones (10.54) y (10.61).

La figura 10.22 muestra un talud a través del cual existe una infiltración con flujo establecido. Para la n-ésima dovela, la presión de poro promedio en el fondo de la dovela es igual a $u_n = h_n\gamma_w$. La fuerza total causada por la presión de poro en el fondo de la n-ésima dovela es igual a $u_n \, \Delta L_n$. Así entonces, la ecuación (10.54) modificada para el método ordinario tomará la forma

$$FS_s = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} [c \, \Delta L_n + (W_n \cos \alpha_n - u_n \, \Delta L_n)] \tan}{\sum_{n=1}^{n=p} W_n \operatorname{sen} \alpha_n} \tag{10.62}$$

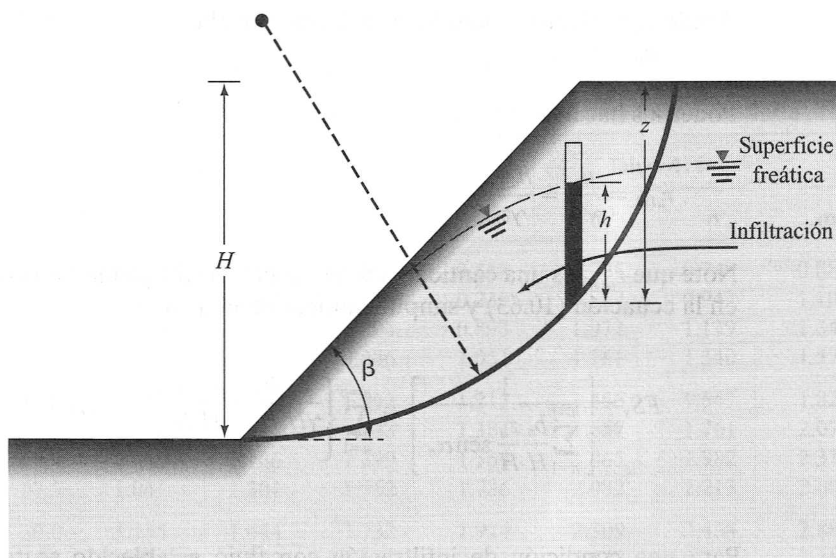


FIGURA 10.22 Estabilidad de taludes con infiltración en régimen permanente.

Similarmente, la ecuación (10.61) para el método simplificado modificado de Bishop tomará la forma

$$FS_s = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} [cb_n + (W_n - u_n b_n) \tan \phi] \frac{1}{m_{(\alpha)n}}}{\sum_{n=1}^{n=p} W_n \operatorname{sen} \alpha_n} \tag{10.63}$$

Note que W_n en las ecuaciones (10.62) y (10.63) es el peso total de la dovela.

Usando el método de las dovelas, Bishop y Morgenstern (1960) proporcionaron cartas para determinar el factor de seguridad de taludes simples que toman en cuenta los efectos de la presión del agua de poro. Esas soluciones están dadas en la siguiente sección.

10.9 Solución de Bishop y Morgenstern para la estabilidad de taludes simples con infiltración

Usando la ecuación (10.63), Bishop y Morgenstern desarrollaron tablas para el cálculo de FS_s para taludes simples. Los principios de esos desarrollos se explican como sigue: En la ecuación (10.63), tenemos

$$W_n = \text{peso total de la } n\text{-ésima dovela} = \gamma b_n z_n \tag{10.64}$$

donde z_n = altura promedio de n-ésima dovela
$u_n = h_n \gamma_w$

Podemos hacer

$$r_{u(n)} = \frac{u_n}{\gamma z_n} = \frac{h_n \gamma_w}{\gamma z_n} \tag{10.65}$$

Note que $r_{u(n)}$ es una cantidad adimensional. Sustituyendo las ecuaciones (10.64) y (10.65) en la ecuación (10.63) y simplificando, obtenemos

$$FS_s = \left[\frac{1}{\sum_{n=1}^{n=p} \frac{b_n}{H} \frac{z_n}{H} \operatorname{sen} \alpha_n} \right] \times \sum_{n=1}^{n=p} \left\{ \frac{\frac{c}{\gamma H} \frac{b_n}{H} + \frac{b_n}{H} \frac{z_n}{H} [1 - r_{u(n)}] \tan \phi}{m_{\alpha(n)}} \right\} \tag{10.66}$$

Para una condición de infiltración con flujo establecido se toma un valor promedio pesado de $r_{u(n)}$, que es una constante. Sea r_u el valor promedio pesado de $r_{u(n)}$. Para la mayoría de los casos prácticos, el valor de r_u se llega a 0.5. Entonces

$$FS_s = \left[\frac{1}{\sum_{n=1}^{n=p} \frac{b_n}{H} \frac{z_n}{H} \operatorname{sen} \alpha_n} \right] \times \sum_{n=1}^{n=p} \left\{ \frac{\frac{c}{\gamma H} \frac{b_n}{H} + \frac{b_n}{H} \frac{z_n}{H} (1 - r_{u(n)}) \tan \phi}{m_{\alpha(n)}} \right\} \tag{10.67}$$

El factor de seguridad basado en la ecuación precedente se resuelve y expresa en la forma

$$FS_s = m' - n' r_u \tag{10.68}$$

donde m' y n' son coeficientes de estabilidad. La tabla 10.2 da los valores de m' y n' para varias combinaciones de $c/\gamma H$, D, ϕ y β.

Para determinar FS_s de la tabla 10.2, use el siguiente procedimiento paso a paso:

1. Obtenga ϕ, β, y $c/\gamma H$.
2. Obtenga r_u (valor promedio pesado).
3. De la tabla 10.2, obtenga los valores de m' y n' para D = 1, 1.25 y 1.50 (para los parámetros requeridos ϕ, β, r_u y $c/\gamma H$.
4. Determine FS_s usando los valores de m' y n' para cada valor de D.
5. El valor requerido de FS_s es el menor de los obtenidos antes en el paso 4.

Tabla 10.2 Valores de m' y n' de Bishop y Morgenstern.

a. *Coeficiente de estabilidad m' y n' para $c/\gamma H = 0$*

	Coeficientes de estabilidad para taludes de tierra							
	Talud 2 : 1		Talud 3 : 1		Talud 4 : 1		Talud 5 : 1	
ϕ	m'	n'	m'	n'	m'	n'	m'	n'
10.0	0.353	0.441	0.529	0.588	0.705	0.749	0.882	0.917
12.5	0.443	0.554	0.665	0.739	0.887	0.943	1.109	1.153
15.0	0.536	0.670	0.804	0.893	1.072	1.139	1.340	1.393
17.5	0.631	0.789	0.946	1.051	1.261	1.340	1.577	1.639
20.0	0.728	0.910	1.092	1.213	1.456	1.547	1.820	1.892
22.5	0.828	1.035	1.243	1.381	1.657	1.761	2.071	2.153
25.0	0.933	1.166	1.399	1.554	1.865	1.982	2.332	2.424
27.5	1.041	1.301	1.562	1.736	2.082	2.213	2.603	2.706
30.0	1.155	1.444	1.732	1.924	2.309	2.454	2.887	3.001
32.5	1.274	1.593	1.911	2.123	2.548	2.708	3.185	3.311
35.0	1.400	1.750	2.101	2.334	2.801	2.977	3.501	3.639
37.5	1.535	1.919	2.302	2.558	3.069	3.261	3.837	3.989
40.0	1.678	2.098	2.517	2.797	3.356	3.566	4.196	4.362

b. *Coeficiente de estabilidad m' y n' para $c/\gamma H = 0.025$ y $D = 1.00$*

	Coeficientes de estabilidad para taludes de tierra							
	Talud 2 : 1		Talud 3 : 1		Talud 4 : 1		Talud 5 : 1	
ϕ	m'	n'	m'	n'	m'	n'	m'	n'
10.0	0.678	0.534	0.906	0.683	1.130	0.846	1.365	1.031
12.5	0.790	0.655	1.066	0.849	1.337	1.061	1.620	1.282
15.0	0.901	0.776	1.224	1.014	1.544	1.273	1.868	1.534
17.5	1.012	0.898	1.380	1.179	1.751	1.485	2.121	1.789
20.0	1.124	1.022	1.542	1.347	1.962	1.698	2.380	2.050
22.5	1.239	1.150	1.705	1.518	2.177	1.916	2.646	2.317
25.0	1.356	1.282	1.875	1.696	2.400	2.141	2.921	2.596
27.5	1.478	1.421	2.050	1.882	2.631	2.375	3.207	2.886
30.0	1.606	1.567	2.235	2.078	2.873	2.622	3.508	3.191
32.5	1.739	1.721	2.431	2.285	3.127	2.883	3.823	3.511
35.0	1.880	1.885	2.635	2.505	3.396	3.160	4.156	3.849
37.5	2.030	2.060	2.855	2.741	3.681	3.458	4.510	4.209
40.0	2.190	2.247	3.090	2.993	3.984	3.778	4.885	4.592

Tabla 10.2 (Continuación.)

c. *Coeficiente de estabilidad m' y n' para* $c/\gamma H = 0.025$ *y* $D = 1.25$

Coeficientes de estabilidad para taludes de tierra

	Talud 2:1		Talud 3:1		Talud 4:1		Talud 5:1	
ϕ	m'	n'	m'	n'	m'	n'	m'	n'
10.0	0.737	0.614	0.901	0.726	1.085	0.867	1.285	1.014
12.5	0.878	0.759	1.076	0.908	1.299	1.098	1.543	1.278
15.0	1.019	0.907	1.253	1.093	1.515	1.311	1.803	1.545
17.5	1.162	1.059	1.433	1.282	1.736	1.541	2.065	1.814
20.0	1.309	1.216	1.618	1.478	1.961	1.775	2.334	2.090
22.5	1.461	1.379	1.808	1.680	2.194	2.017	2.610	2.373
25.0	1.619	1.547	2.007	1.891	2.437	2.269	2.879	2.669
27.5	1.783	1.728	2.213	2.111	2.689	2.531	3.196	2.976
30.0	1.956	1.915	2.431	2.342	2.953	2.806	3.511	3.299
32.5	2.139	2.112	2.659	2.686	3.231	3.095	3.841	3.638
35.0	2.331	2.321	2.901	2.841	3.524	3.400	4.191	3.998
37.5	2.536	2.541	3.158	3.112	3.835	3.723	4.563	4.379
40.0	2.753	2.775	3.431	3.399	4.164	4.064	4.958	4.784

d. *Coeficiente de estabilidad m' y n' para* $c/\gamma H = 0.05$ *y* $D = 1.00$

Coeficientes de estabilidad para taludes de tierra

	Talud 2:1		Talud 3:1		Talud 4:1		Talud 5:1	
ϕ	m'	n'	m'	n'	m'	n'	m'	n'
10.0	0.913	0.563	1.181	0.717	1.469	0.910	1.733	1.069
12.5	1.030	0.690	1.343	0.878	1.688	1.136	1.995	1.316
15.0	1.145	0.816	1.506	1.043	1.904	1.353	2.256	1.567
17.5	1.262	0.942	1.671	1.212	2.117	1.565	2.517	1.825
20.0	1.380	1.071	1.840	1.387	2.333	1.776	2.783	2.091
22.5	1.500	1.202	2.014	1.568	2.551	1.989	3.055	2.365
25.0	1.624	1.338	2.193	1.757	2.778	2.211	3.336	2.651
27.5	1.753	1.480	1.380	1.952	3.013	2.444	3.628	2.948
30.0	1.888	1.630	2.574	2.157	3.261	2.693	3.934	3.259
32.5	2.029	1.789	2.777	2.370	3.523	2.961	4.256	3.585
35.0	2.178	1.958	2.990	2.592	3.803	3.253	4.597	3.927
37.5	2.336	2.138	3.215	2.826	4.103	3.574	4.959	4.288
40.0	2.505	2.332	3.451	3.071	4.425	3.926	5.344	4.668

Tabla 10.2 (Continuación.)

e. *Coeficiente de estabilidad m' y n' para* $c/\gamma H = 0.05$ *y* $D = 1.25$

Coeficientes de estabilidad para taludes de tierra

	Talud 2:1		Talud 3:1		Talud 4:1		Talud 5:1	
ϕ	m'	n'	m'	n'	m'	n'	m'	n'
10.0	0.919	0.633	1.119	0.766	1.344	0.886	1.594	1.042
12.5	1.065	0.792	1.294	0.941	1.563	1.112	1.850	1.300
15.0	1.211	0.950	1.471	1.119	1.782	1.338	2.109	1.562
17.5	1.359	1.108	1.650	1.303	2.004	1.567	2.373	1.831
20.0	1.509	1.266	1.834	1.493	2.230	1.799	2.643	2.107
22.5	1.663	1.428	2.024	1.690	2.463	2.038	2.921	2.392
25.0	1.822	1.595	2.222	1.897	2.705	2.287	3.211	2.690
27.5	1.988	1.769	2.428	2.113	2.957	2.546	3.513	2.999
30.0	2.161	1.950	2.645	2.342	3.221	2.819	3.829	3.324
32.5	2.343	2.141	2.873	2.583	3.500	3.107	4.161	3.665
35.0	2.535	2.344	3.114	2.839	3.795	3.413	4.511	4.025
37.5	2.738	2.560	3.370	3.111	4.109	3.740	4.881	4.405
40.0	2.953	2.791	3.642	3.400	4.442	4.090	5.273	4.806

f. *Coeficiente de estabilidad m' y n' para* $c/\gamma H = 0.05$ *y* $D = 1.50$

Coeficientes de estabilidad para taludes de tierra

	Talud 2:1		Talud 3:1		Talud 4:1		Talud 5:1	
ϕ	m'	n'	m'	n'	m'	n'	m'	n'
10.0	1.022	0.751	1.170	0.828	1.343	0.974	1.547	1.108
12.5	1.202	0.936	1.376	1.043	1.589	1.227	1.829	1.399
15.0	1.383	1.122	1.583	1.260	1.835	1.480	2.112	1.690
17.5	1.565	1.309	1.795	1.480	2.084	1.734	2.398	1.983
20.0	1.752	1.501	2.011	1.705	2.337	1.993	2.690	2.280
22.5	1.943	1.698	2.234	1.937	2.597	2.258	2.990	2.585
25.0	2.143	1.903	2.467	2.179	2.867	2.534	3.302	2.902
27.5	2.350	2.117	2.709	2.431	3.148	2.820	3.626	3.231
30.0	2.568	2.342	2.964	2.696	3.443	3.120	3.967	3.577
32.5	2.798	2.580	3.232	2.975	3.753	3.436	4.326	3.940
35.0	3.041	2.832	3.515	3.269	4.082	3.771	4.707	4.325
37.5	3.299	3.102	3.817	3.583	4.431	4.128	5.112	4.735
40.0	3.574	3.389	4.136	3.915	4.803	4.507	5.543	5.171

EJEMPLO 10.8

Use los siguientes valores:

talud: horizontal 3: vertical 1

$H = 12.6$ m

$\phi = 25°$

$c = 12$ kN/m^2

$\gamma = 19$ kN/m^3

$r_u = 0.25$

Determine el factor mínimo de seguridad usando el método de Bishop y Morgenstern.

Solución Talud dado = 3H:1V, $\phi = 25°$ y r_u = 025, encontramos

$$\frac{c}{\gamma H} = \frac{12}{(19)(12.6)} = 0.05$$

De las tablas 10.2a, b y c, preparamos la siguiente tabla:

D	*m'*	*n'*	$FS_s = m' - n'r_u$
1	2.193	1.757	1.754
1.25	2.222	1.897	1.748
1.5	2.467	2.179	1.922

Por lo que el factor de seguridad mínimo es 1.748 ≈ **1.75.** ■

Problemas

10.1 Para el talud mostrado en la figura 10.23 encuentre la altura H por equilibrio crítico cuando $\beta = 25°$.

10.2 Refiérase a la figura 10.23.

a. Si $\beta = 25°$ y $H = 3$ m, ¿cuál es el factor de seguridad del talud contra deslizamiento a lo largo de la interfaz suelo-roca?

b. Para $\beta = 30°$, encuentre la altura H que dará un factor de seguridad de 1.5 contra deslizamiento a lo largo de la interfaz suelo-roca.

10.3 Refiérase a la figura 10.23. Haga una gráfica de H_{cr} *versus* el ángulo del talud β (para β variando de 20° a 40°).

10.4 En la figura 10.24 se muestra un talud infinito. Los parámetros de resistencia cortante en la interfaz suelo-roca son $c = 18$ kN/m^2 y $\phi = 25°$.

a. Si $H = 8$ m y $\beta = 20°$, encuentre el factor de seguridad contra deslizamiento a lo largo de la superficie de la roca.

b. Si $\beta = 30°$, encuentre la altura, H, para la cual $FS_s = 1$. (Suponga que la presión del agua de poro es 0.)

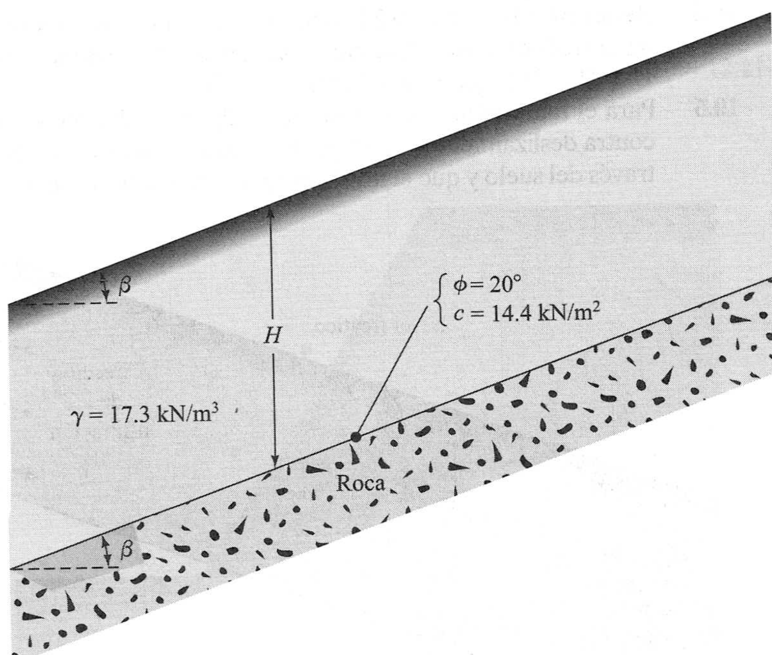


FIGURA 10.23

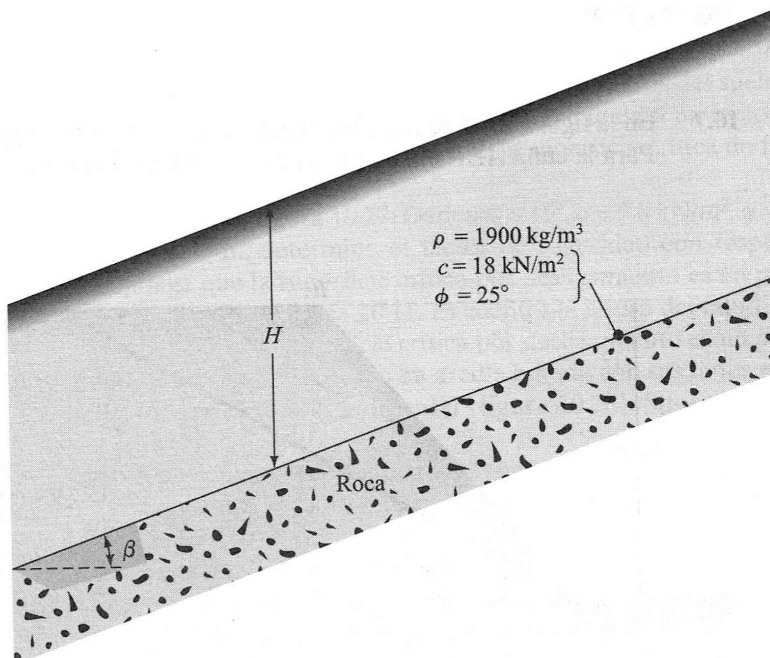


FIGURA 10.24

10.5 Refiérase a la figura 10.24. Si se tuviese infiltración a través del suelo y el nivel del agua freática coincidiese con la superficie del terreno, ¿cuál sería el valor de FS_s? Use $H = 8$ m, $\rho_{sat} = 1900$ kg/m^3, y $\beta = 20°$.

10.6 Para el talud infinito mostrado en la figura 10.25, encuentre el factor de seguridad contra deslizamiento a lo largo del plano AB si $H = 3$ m. Note que hay infiltración a través del suelo y que el nivel del agua freática coincide con la superficie del terreno.

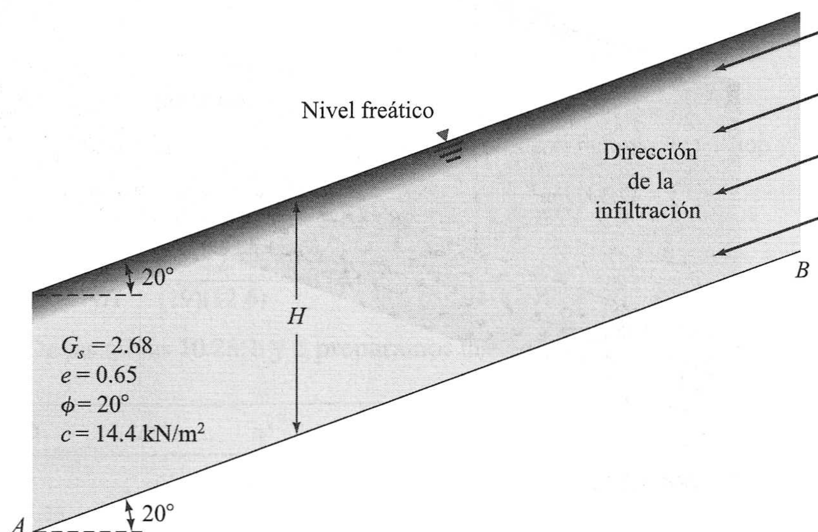


FIGURA 10.25

10.7 En la figura 10.26 se muestra un talud. AC representa un plano de falla de prueba. Para la cuña ABC encuentre el factor de seguridad contra deslizamiento.

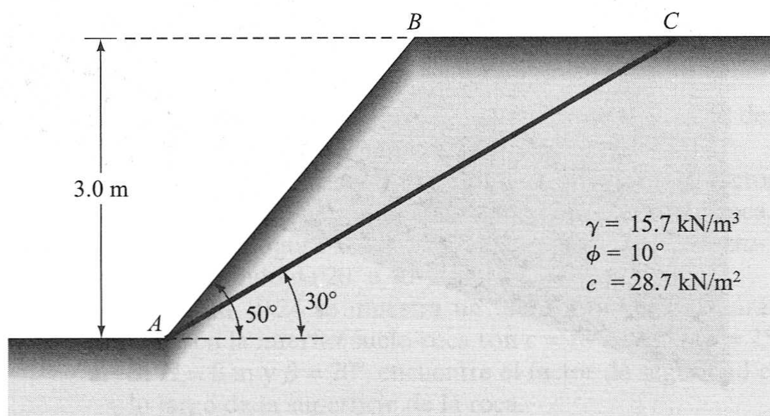


FIGURA 10.26

10.8 En la figura 10.27 se muestra un talud finito. Suponiendo que la falla del talud ocurre a lo largo de un plano (hipótesis de Culmann), encuentre la altura del talud para tener un equilibrio crítico dados $\phi = 10°$, $c = 12$ kN/m^2, $\gamma = 17.3$ kN/m^3, y $\beta = 50°$.

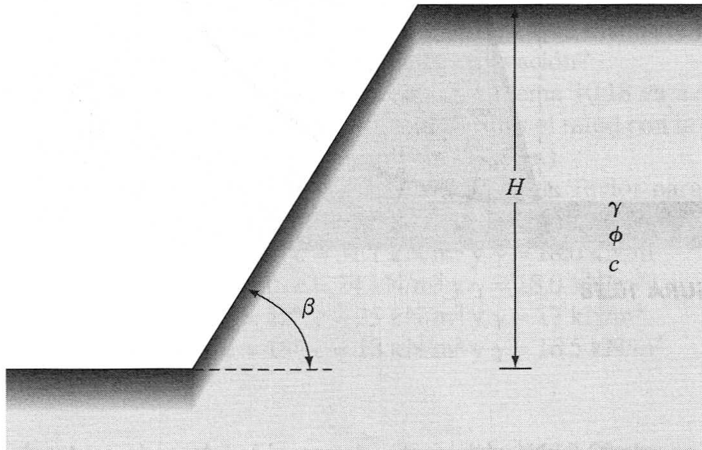


FIGURA 10.27

10.9 Resuelva el problema 10.8 con $\phi = 20°$, $c = 25$ kN/m^2, $\gamma = 18$ kN/m^3, y $\beta = 45°$.

10.10 Refiérase a la figura 10.27. Usando los parámetros del suelo dados en el problema 10.8, encuentre la altura del talud, H, que dará un factor de seguridad de 2.5 contra deslizamiento. Suponga que la superficie crítica de falla por deslizamiento es un plano.

10.11 Refiérase a la figura 10.27. Dados $\phi = 15°$, $c = 9.6$ kN/m^2, $\gamma = 18.0$ kN/m^3, $\beta = 60°$, y $H = 2.7$ m, determine el factor de seguridad con respecto a deslizamiento. Suponga que la superficie crítica por deslizamiento es un plano.

10.12 Refiérase al problema 10.11. Encuentre la altura del talud, H, para un $FS_s = 1.5$. Suponga que la superficie crítica por deslizamiento es un plano.

10.13 Un talud va a ser cortado en arcilla blanda con sus lados elevándose un ángulo de 75° respecto a la horizontal (figura 10.28). Suponga $c_u = 31.1$ kN/m^2 y $\gamma =$ 17.3 kN/m^3.

a. Determine la profundidad máxima posible para la excavación.

b. Encuentre el radio r del círculo crítico cuando el factor de seguridad es igual a uno (parte a).

c. Encuentre la distancia $\overline{BC}$.

10.14 Si el corte descrito en el problema 10.13 es hecho a una profundidad de sólo 3.0 m, ¿cuál será el factor de seguridad del talud contra deslizamiento?

10.15 Usando la gráfica dada en la figura 10.8, determine la altura de un talud, vertical 1, horizontal $\frac{1}{2}$, en arcilla saturada que tiene una resistencia cortante no drenada

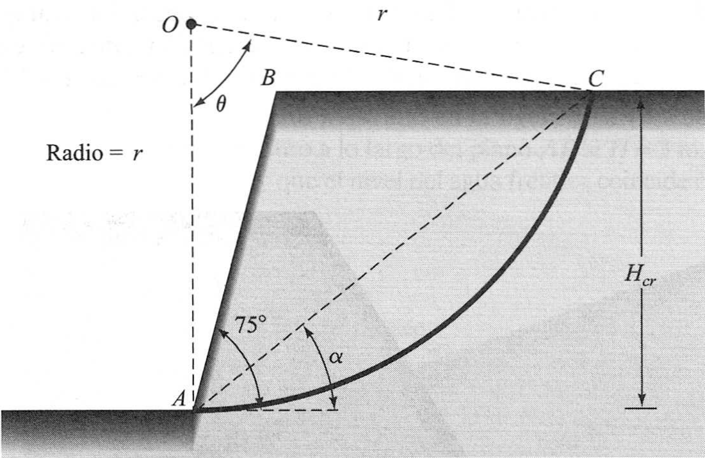


FIGURA 10.28

de 32.6 kN/m². El factor de seguridad deseado contra deslizamiento es 2. Suponga $\gamma = 18.9$ kN/m³.

10.16 Refiérase al problema 10.15. ¿Cuál es la altura crítica del talud? ¿Cuál será la naturaleza del círculo crítico? Encuentre también el radio del círculo crítico.

10.17 Para el talud mostrado en la figura 10.29, encuentre el factor de seguridad contra deslizamiento para la superficie de prueba $\widehat{AC}$.

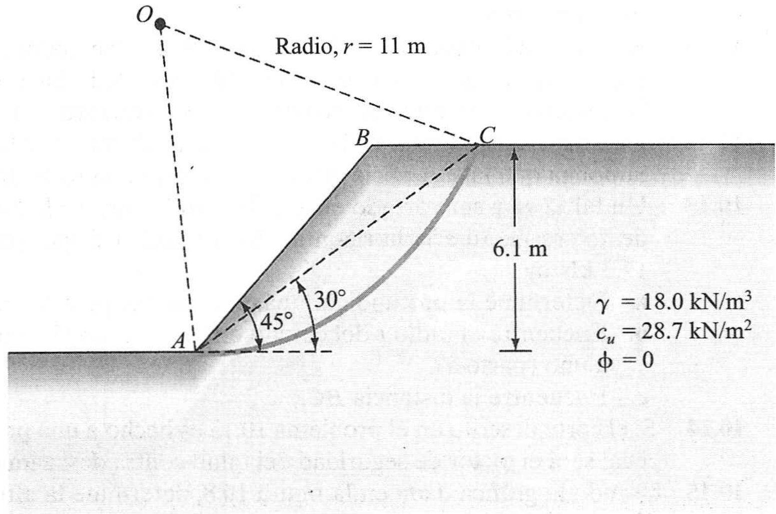


FIGURA 10.29

10.18 Un talud fue excavado en una arcilla saturada. El ángulo de talud β es igual a 35° con respecto a la horizontal. La falla del talud ocurrió cuando el corte alcanzó una profundidad de 8.2 m. Exploraciones previas del suelo mostraron que un estrato de roca se encontraba a una profundidad de 11 m debajo de la superficie del terreno. Suponga una condición no drenada y $\gamma_{sat} = 19.2$ kN/m³.

a. Determine la cohesión no drenada de la arcilla (use la figura 10.8).
b. ¿Cuál fue la naturaleza del círculo crítico?
c. Con referencia al pie del talud, ¿a qué distancia intersecó la superficie del deslizamiento el fondo de la excavación?

10.19 Si el talud cortado descrito en el problema 10.18 va a ser excavado en forma tal que $H_{cr} = 9$ m, ¿qué ángulo debe formar el talud con la horizontal? (Use la figura 10.8 y los resultados del problema 10.18a.)

10.20 Refiérase a la figura 10.30. Use la carta de Taylor para $\phi > 0$ (figura 10.15) para encontrar la altura crítica del talud en cada caso:

a. $n' = 2, \phi = 15°, c = 31.1$ kN/m² y $\gamma = 18.0$ kN/m³
b. $n' = 1, \phi = 25°, c = 24$ kN/m² y $\gamma = 18.0$ kN/m³
c. $n' = 2.5, \phi = 12°, c = 25$ kN/m² y $\gamma = 17$ kN/m³
d. $n' = 1.5, \phi = 18°, c = 18$ kN/m² y $\gamma = 16.5$ kN/m³

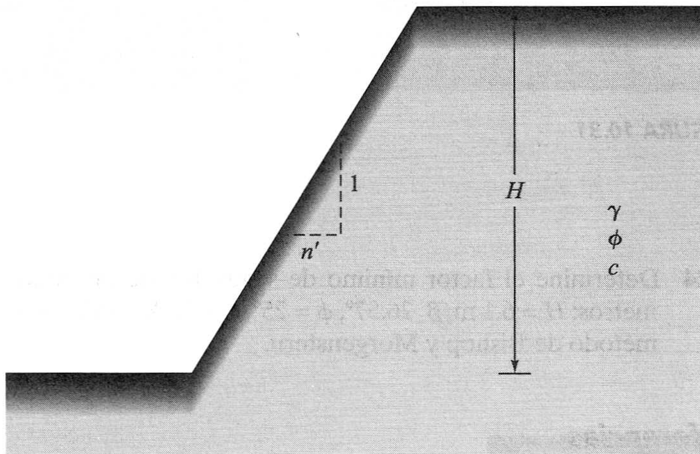


FIGURA 10.30

10.21 Con referencia a la figura 10.30 y usando la figura 10.15, encuentre el factor de seguridad con respecto a deslizamiento para los siguientes casos:

10.22 Refiérase a la figura 10.30 y a la figura 10.16.

a. Si $n' = 2, \phi = 10°, c = 33.5$ kN/m² y $\gamma = 17.3$ kN/m³, dibuje una gráfica de la altura del talud, H, *versus* FS_s (variando de 1 a 3).
b. Si $n' = 1, \phi = 15°, c = 18$ kN/m² y $\gamma = 17.1$ kN/m³, dibuje una gráfica de la altura del talud, H, *versus* FS_s (variando de 1 a 3).

10.23 Con referencia a la figura 10.31 y usando el método ordinario de las dovelas, encuentre el factor de seguridad contra deslizamiento para el caso de prueba $\beta = 45°$, $\phi = 15°$, $c = 18$ kN/m^2, $\gamma = 17.1$ kN/m^3, $H = 5$ m, $\alpha = 30°$, y $\theta = 80°$.

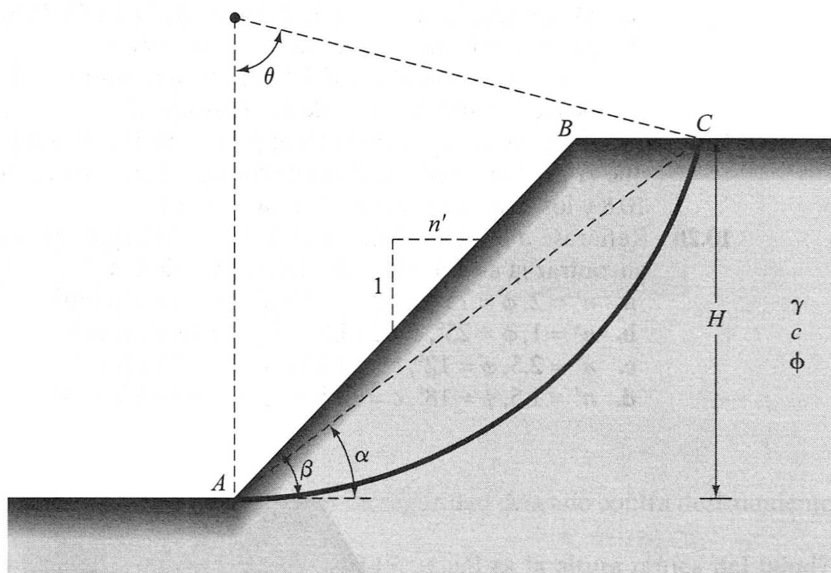


FIGURA 10.31

10.24 Determine el factor mínimo de seguridad de un talud con los siguientes parámetros: $H = 6.1$ m, β 26.57°, $\phi = 25°$, $c = 5.5$ kN/m^2, $\gamma = 18$ kN/m^3 y $r_u = 0.5$. Use el método de Bishop y Morgenstern.

Referencias

Bishop, A. W. (1955). "The Use of Slip Circle in the Stability Analysis of Earth Slopes," *Geotechnique,* Vol. 5, No. 1, 7-17.

Bishop, A. W., and Morgenstern, N. R. (1960). "Stability Coefficients for Earth Slopes," *Geotechnique,* Vol. 10, No. 4, 129-147.

Culmann, C. (1875). *Die Graphische Statik,* Meyer and Zeller, Zurich.

Fellenius, W. (1927). *Erdstatische Berechnungen,* revised edition, W. Ernst u. Sons, Berlin.

Singh, A. (1970). "Shear Strength and Stability of Man-Made Slopes," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division,* ASCE, Vol. 96, No. SM6, 1879-1892.

Taylor, D. W. (1937). "Stability of Earth Slopes," *Journal of the Boston Society of Civil Engineers,* Vol. 24, 197-246.

Terzaghi, K., and Peck, R. B. (1967). *Soil Mechanics in Engineering Practice,* 2nd ed., Wiley, New York.

Referencias suplementarias para estudio adicional

Ladd, C. C. (1972). "Test Embankment on Sensitive Clay," *Proceedings,* Conference on Perfomance of Earth and Earth-Supported Structures, ASCE, Vol. 1, Part 1, 101-128.

Morgenstern, N. R. (1963). "Stability Charts for Earth Slopes During Rapid Drawdown," *Geotechnique,* Vol. 13, No. 2, 121-133.

Morgenstern, N. R., and Price, V. E. (1965). "The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces," *Geotechnique,* Vol. 15, No. 1, 79-93.

O'Connor, M. J., and Mitchell, R. J. (1977). "An Extension of the Bishop and Morgenstern Slope Stability Charts," *Canadian Geotechnical Journal,* Vol. 14, No. 144-151.

Spencer, E. (1967). "A Method of Analysis of the Stability of Embankments Assuming Parallel Inter-Slice Forces," *Geotechnique,* Vol. 17, No. 1, 11-26.

11

Cimentaciones superficiales. Capacidad de carga y asentamientos

La parte inferior de una estructura se denomina generalmente *cimentación* y su función es transferir la carga de la estructura al suelo en que ésta descansa. Una cimentación adecuadamente diseñada es la que transfiere la carga a través del suelo sin sobresforzar a éste. Sobresforzar al suelo conduce a un asentamiento excesivo o bien a una falla cortante del suelo, provocando daños a la estructura. Por esto, los ingenieros geotecnistas y estructuristas que diseñan cimentaciones deben evaluar la capacidad de carga de los suelos.

Dependiendo de la estructura y suelo encontrados se usan varios tipos de cimentaciones. La figura 11.1 muestra los tipos más comunes. Una *zapata aislada* o *corrida* es simplemente una ampliación de un muro de carga o columna que hace posible dispersar la carga de la estructura sobre un área grande del suelo. En suelos con baja capacidad de carga, el tamaño de las zapatas requeridas es grande y poco práctica. En tal caso, es más económico construir toda la estructura sobre una losa de concreto, denominada *losa de cimentación*.

Las *cimentaciones con pilotes* y *pilas perforadas* se usan para estructuras más pesadas cuando se requiere gran profundidad para soportar la carga. Los pilotes son miembros estructurales hechos de madera, concreto o acero, que transmiten la carga de la superestructura a los estratos inferiores del suelo. Según como transmiten sus cargas al subsuelo, los pilotes se dividen en dos categorías: pilotes de fricción y pilotes de punta. En el caso de los pilotes de fricción, la carga de la superestructura es soportada por los esfuerzos cortantes generados a lo largo de la superficie lateral del pilote. En los pilotes de punta, la carga soportada es transmitida por su punta a un estrato firme.

En el caso de pilas perforadas, se taladra un agujero en el subsuelo y luego se rellena con concreto, debiéndose usar un ademe de metal mientras se taladra el agujero. El ademe se deja ahogado en el agujero o se retira durante la colocación del concreto. Generalmente, el diámetro de una pila perforada es mucho mayor que el de un pilote. La distinción entre pilotes y pilas perforadas deja de ser clara para un diámetro de aproximadamente 1 m, y luego las definiciones y la nomenclatura son inexactas.

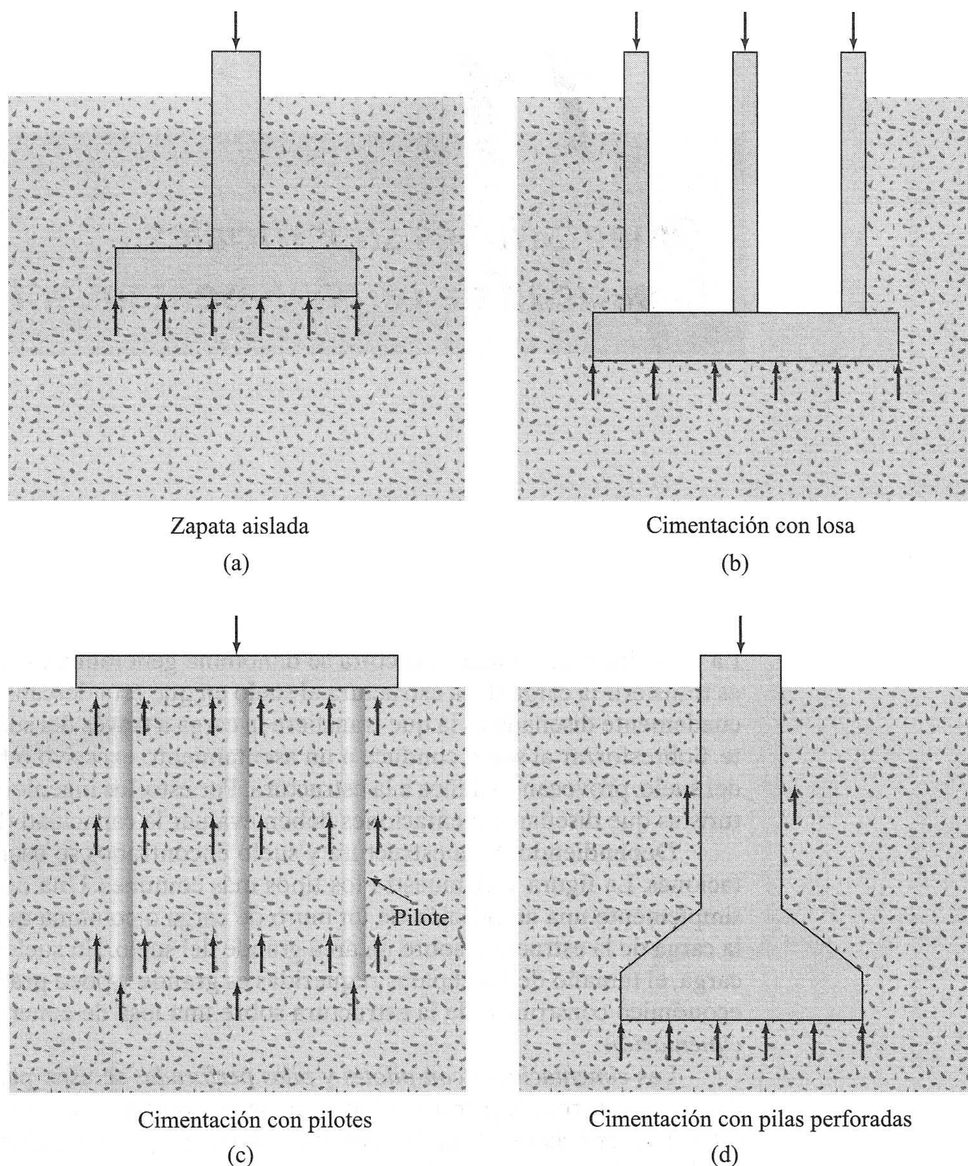


FIGURA 11.1 Tipos comunes de cimentaciones.

Las zapatas corridas y las losas de cimentación se denominan cimentaciones superficiales y las cimentaciones con pilotes y pilas perforadas, se clasifican como profundas. En un sentido más general, las cimentaciones superficiales son aquellas que tienen una razón de profundidad de empotramiento a ancho de aproximadamente menor que cuatro. Cuando la razón de profundidad de empotramiento contra ancho es mayor, la cimentación se clasifica como profunda.

En este capítulo estudiaremos la capacidad de carga del suelo para cimentaciones superficiales. Como se mencionó antes, para que una cimentación funcione apropiadamente, 1) el asentamiento del suelo causado por la carga debe estar dentro del límite tolerable, y 2) no debe ocurrir la falla por cortante del suelo que soporta la cimentación. En el capítulo 6 vimos la compresibilidad del suelo, esto es, la consolidación y la teoría elástica. En este capítulo veremos la capacidad de carga de cimentaciones superficiales con base en el criterio de la falla cortante del suelo.

CAPACIDAD DE CARGA ÚLTIMA DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES

11.1 Conceptos generales

Consideremos una franja de cimentación (es decir, una cuya longitud es teóricamente infinita) descansando sobre la superficie de una arena densa o de un suelo cohesivo firme, como muestra la figura 11.2a, con un ancho B. Ahora, si la carga es aplicada gradualmente a la cimentación, el asentamiento aumentará. La variación de la carga por área unitaria sobre la cimentación q, junto con el asentamiento de la cimentación también se muestra en la figura 11.2a. En un cierto punto, cuando la carga por área unitaria es igual a q_u, tiene lugar una falla repentina en el suelo que soporta la cimentación, y la superficie de falla en el suelo se extenderá hasta la superficie del terreno. A esta carga por área unitaria q_u se le denomina *capacidad última de carga de la cimentación.* A este tipo de falla repentina en el suelo se le llama *falla por cortante general.*

Si la cimentación bajo consideración descansa sobre arena o suelo arcilloso de compactación media (figura 11.2b), un incremento de la carga sobre la cimentación también estará acompañado por un aumento del asentamiento. Sin embargo, en este caso la superficie de falla en el suelo se extenderá gradualmente hacia afuera desde la cimentación, como se muestra por las líneas continuas en la figura 11.2b. Cuando la carga por área unitaria sobre la cimentación es igual a $q_{u(1)}$, el movimiento de la cimentación estará acompañado por sacudidas repentinas. Se requiere entonces un movimiento considerable de la cimentación para que la superficie de falla en el suelo se extienda a la superficie del terreno (como se muestra por las líneas de rayas en la figura 11.2b). La carga por área unitaria a la que esto ocurre es la *capacidad de carga última* q_u. Más allá de este punto, un aumento de la carga estará acompañado por un gran incremento de asentamiento de la cimentación. La carga por área unitaria de la cimentación, $q_{u(1)}$, se llama *carga primera de falla* (Vesic, 1963). Note que un valor pico de q no se alcanza en este tipo de falla, denominado *falla por cortante local* en el suelo.

Si la cimentación está soportada por un suelo bastante suelto, la gráfica carga-asentamiento será como la de la figura 11.2c. En este caso, la superficie de falla en el suelo no se extenderá hasta la superficie del terreno. Más allá de la carga última de falla, q_u, la gráfica carga-asentamiento será muy empinada y prácticamente lineal. Este tipo de falla en el suelo se denomina *falla de cortante por punzonamiento*.

Con base en resultados experimentales, Vesic (1973) propuso una relación para el modo de falla por capacidad de carga de cimentaciones descansando en arenas. La figura 11.3 muestra esta relación, que contiene la siguiente notación:

C_r = compacidad relativa de la arena

D_f = profundidad de la cimentación medida desde la superficie del terreno

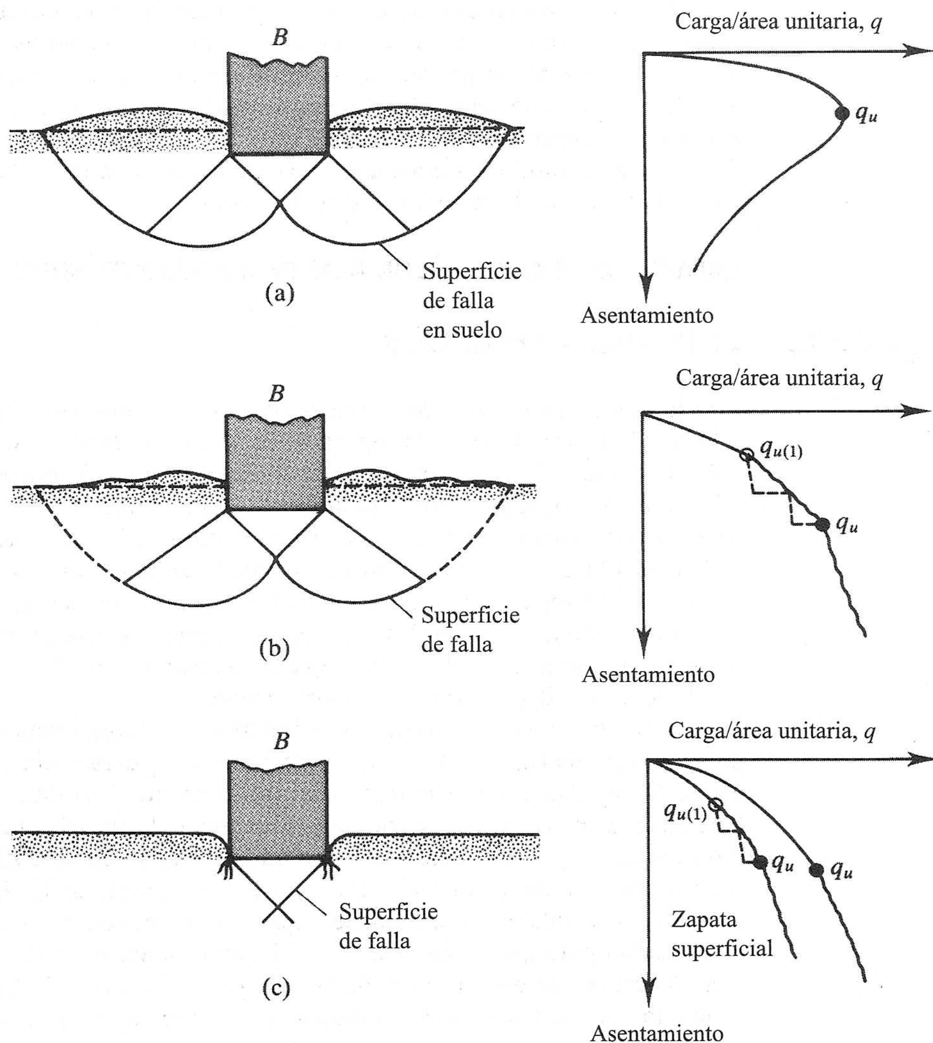


FIGURA 11.2 Naturaleza de las fallas por capacidad de carga en suelos: (a) falla de cortante general; (b) falla de cortante local; (c) falla de cortante por punzonamiento.

$$B^* = \frac{2BL}{B + L} \tag{11.1}$$

donde B = ancho de la cimentación
L = longitud de la cimentación

(*Nota:* L es siempre mayor que B.)

Para cimentaciones cuadradas, $B = L$; para cimentaciones circulares, $B = L$ = diámetro. Entonces

$$B^* = B \tag{11.2}$$

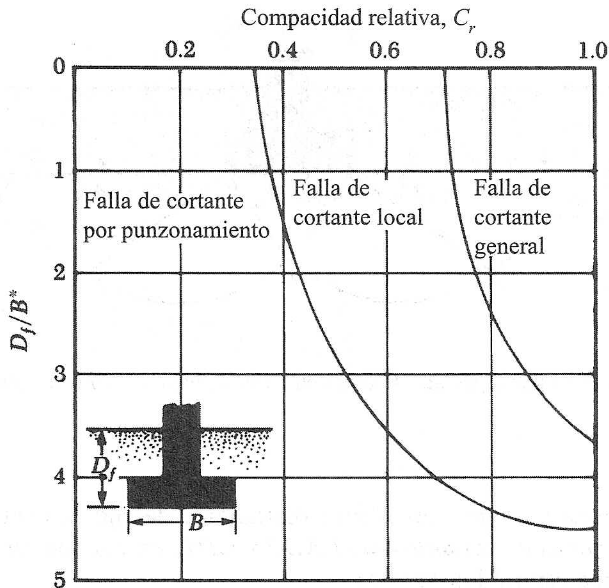


FIGURA 11.3 Modos de falla en cimentaciones sobre arena (según Vesic, 1973).

Para cimentaciones superficiales (es decir, para D_f/B^*), la carga última ocurre con un asentamiento de la cimentación de 4 a 10% de B. Esta condición ocurre con una falla cortante general en el suelo; sin embargo, con una falla local o por punzonamiento, la carga última llega a ocurrir con asentamientos de 15 a 25% del ancho de la cimentación (B).

11.2 *Teoría de la capacidad de carga última*

Terzaghi (1943) fue el primero en presentar una teoría para evaluar la capacidad última de carga de cimentaciones superficiales, la cual dice que una cimentación es *superficial* si la profundidad D_f (figura 11.4) de la cimentación es menor que o igual al ancho de la misma. Sin embargo, investigadores posteriores han sugerido que cimentaciones con D_f igual a 3 o 4 veces el ancho de la cimentación se definen como *cimentaciones superficiales.*

Terzaghi sugirió que para una *cimentación continua* o *de franja* (es decir, la razón de ancho a largo de la cimentación tiende a 0), la superficie de falla en un suelo bajo carga última se supone similar a la mostrada en la figura 11.4. (Note que este es el caso de la falla cortante general como se definió en la figura 11.2a.) El efecto del suelo arriba del fondo de la cimentación se supone reemplazado por el efecto de una sobrecarga equivalente $q = \gamma D_f$ (donde γ = peso específico del suelo). La zona de falla bajo la cimentación se separa en tres partes (véase la figura 11.4):

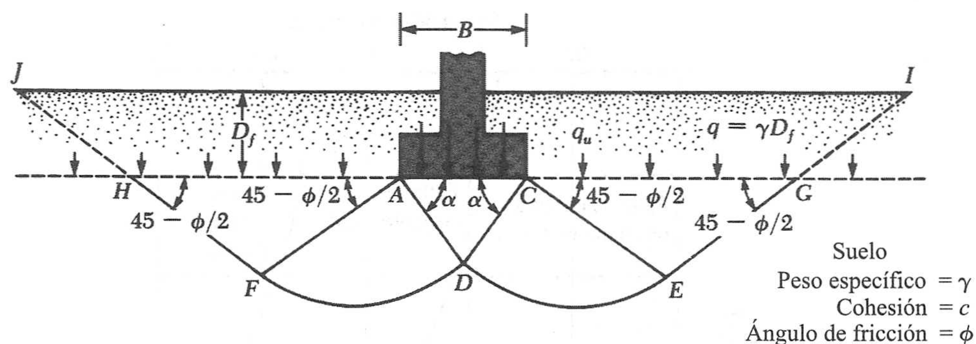


FIGURA 11.4 Falla por capacidad de carga en un suelo bajo una cimentación rígida continua rugosa.

1. La *zona triangular ACD* inmediatamente debajo de la cimentación
2. Las *zonas de cortante radial ADF* y *CDE*, en que las curvas *DE* y *DF* son arcos de una espiral logarítmica
3. Dos zonas pasivas de *Rankine* triangulares *AFH* y *CEG*.

Los ángulos *CAD* y *ACD* se suponen iguales al ángulo de fricción del suelo (es decir, $\alpha = \phi$). Note que al reemplazar el suelo arriba del fondo de la cimentación por una sobrecarga equivalente q, la resistencia cortante del suelo a lo largo de las superficies de falla *GI* y *HJ* fue despreciada.

Usando el análisis del equilibrio, Terzaghi expresó la capacidad última de carga en la forma

$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma \quad \text{(cimentación en franja)} \tag{11.3}$$

donde c = cohesión del suelo
γ = peso específico del suelo
$q = \gamma D_f$
N_c, N_q, N_γ = factores de capacidad de carga adimensionales que son únicamente funciones del ángulo de fricción del suelo, ϕ.

Con base en estudios de laboratorio y campo de la capacidad de carga, la naturaleza básica de la superficie de falla en suelos sugerida por Terzaghi parece ahora ser correcta (Vesic, 1973). Sin embargo, el ángulo α mostrado en la figura 11.4 es más cercano a $45 + \phi/2$ que a ϕ, como fue originalmente supuesto por Terzaghi. Con $\alpha = 45 + \phi/2$, las relaciones para N_c y N_q se expresan como

$$N_q = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)e^{\pi\tan\phi} \tag{11.4}$$

$$N_c = (N_q + 1) \cot \phi \quad (11.5)$$

La ecuación para N_c dada por la ecuación (11.5) fue derivada originalmente por Prandtl (1921), y la relación para N_q [ecuación (11.4)] fue presentada por Reissner (1924). Caquot y Kerisel (1953) y Vesic (1973) dieron para N_γ la relación

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi \quad (11.6)$$

La tabla 11.1 muestra la variación de los factores de capacidad de carga precedentes con los ángulos de fricción del suelo.

Tabla 11.1 Factores de capacidad de carga*.

ϕ	N_c	N_q	N_γ	N_q/N_c	tan ϕ	ϕ	N_c	N_q	N_γ	N_q/N_c	tan ϕ
0	5.14	1.00	0.00	0.20	0.00	26	22.25	11.85	12.54	0.53	0.49
1	5.38	1.09	0.07	0.20	0.02	27	23.94	13.20	14.47	0.55	0.51
2	5.63	1.20	0.15	0.21	0.03	28	25.80	14.72	16.72	0.57	0.53
3	5.90	1.31	0.24	0.22	0.05	29	27.86	16.44	19.34	0.59	0.55
4	6.19	1.43	0.34	0.23	0.07	30	30.14	18.40	22.40	0.61	0.58
5	6.49	1.57	0.45	0.24	0.09	31	32.67	20.63	25.99	0.63	0.60
6	6.81	1.72	0.57	0.25	0.11	32	35.49	23.18	30.22	0.65	0.62
7	7.16	1.88	0.71	0.26	0.12	33	38.64	26.09	35.19	0.68	0.65
8	7.53	2.06	0.86	0.27	0.14	34	42.16	29.44	41.06	0.70	0.67
9	7.92	2.25	1.03	0.28	0.16	35	46.12	33.30	48.03	0.72	0.70
10	8.35	2.47	1.22	0.30	0.18	36	50.59	37.75	56.31	0.75	0.73
11	8.80	2.71	1.44	0.31	0.19	37	55.63	42.92	66.19	0.77	0.75
12	9.28	2.97	1.69	0.32	0.21	38	61.35	48.93	78.03	0.80	0.78
13	9.81	3.26	1.97	0.33	0.23	39	67.87	55.96	92.25	0.82	0.81
14	10.37	3.59	2.29	0.35	0.25	40	75.31	64.20	109.41	0.85	0.84
15	10.98	3.94	2.65	0.36	0.27	41	83.86	73.90	130.22	0.88	0.87
16	11.63	4.34	3.06	0.37	0.29	42	93.71	85.38	155.55	0.91	0.90
17	12.34	4.77	3.53	0.39	0.31	43	105.11	99.02	186.54	0.94	0.93
18	13.10	5.26	4.07	0.40	0.32	44	118.37	115.31	224.64	0.97	0.97
19	13.93	5.80	4.68	0.42	0.34	45	133.88	134.88	271.76	1.01	1.00
20	14.83	6.40	5.39	0.43	0.36	46	152.10	158.51	330.35	1.04	1.04
21	15.82	7.07	6.20	0.45	0.38	47	173.64	187.21	403.67	1.08	1.07
22	16.88	7.82	7.13	0.46	0.40	48	199.26	222.31	496.01	1.12	1.11
23	18.05	8.66	8.20	0.48	0.42	49	229.93	265.51	613.16	1.15	1.15
24	19.32	9.60	9.44	0.50	0.45	50	266.89	319.07	762.89	1.20	1.19
25	20.72	10.66	10.88	0.51	0.47						

* Según Vesic (1973)

La expresión para la capacidad de carga última presentada en la ecuación (11.3) es sólo para una cimentación continua y no se aplica en el caso de cimentaciones rectangulares. Además, la ecuación no toma en cuenta la resistencia cortante a lo largo de la superficie de falla en el suelo arriba del fondo de la cimentación (porción de la superficie de falla marcada *GI* y *HJ* en la figura 11.4), además la carga sobre la cimentación puede estar inclinada. Para tomar en cuenta todos estos aspectos, Meyerhof (1963) sugirió la siguiente forma para la ecuación de capacidad general de carga:

$$q_u = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \tag{11.7}$$

donde c = cohesión
q = esfuerzo efectivo al nivel del fondo de la cimentación
γ = peso específico del suelo
B = ancho de la cimentación (= diámetro para una cimentación circular)
$F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$ = factores de forma
$F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$ = factores de profundidad
$F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$ = factores de inclinación de la carga
N_c, N_q, N_γ = factores de capacidad de carga

Las relaciones para los factores de forma, factores de profundidad y *factores de inclinación recomendados para usarse,* se dan en la tabla 11.2.

Capacidad de carga última neta

La capacidad de carga última neta se define como la presión última por área unitaria de la cimentación soportada por el suelo en exceso de la presión causada por el suelo alrededor al nivel de la cimentación. Si la diferencia entre el peso específico del concreto usado en la cimentación y el peso específico del suelo que rodea a ésta se supone despreciable, entonces

$$q_{\text{neta}(u)} = q_u - q \tag{11.8}$$

donde $q_{\text{neta}(u)}$ = capacidad de carga última neta.

11.3 Modificación de las ecuaciones para la capacidad de carga por la posición del nivel del agua

La ecuación (11.7) fue desarrollada para determinar la capacidad última de carga con base en la suposición de que el nivel del agua está localizado debajo de la cimentación. Sin embargo, si el nivel está cerca de la cimentación, son necesarias algunas modificaciones en la ecuación de la capacidad de carga, dependiendo de la localización del nivel del agua (véase la figura 11.5).

Tabla 11.2 Factores de forma, profundidad e inclinación recomendados para usarse.

Factor	Relación	Fuente
Forma*	$F_{cs} = 1 + \frac{B}{L}\frac{N_q}{N_c}$	De Beer (1970)
	$F_{qs} = 1 + \frac{B}{L}\tan\phi$	
	$F_{\gamma s} = 1 - 0.4\frac{B}{L}$	
	donde L = longitud de la cimentación ($L > B$)	
Profundidad†	*Condición (a)*: $D_f/B \le 1$	Hansen (1970)
	$F_{cd} = 1 + 0.4\frac{D_f}{B}$	
	$F_{qd} = 1 + 2\tan\phi(1 - \operatorname{sen}\phi)^2\frac{D_f}{B}$	
	$F_{\gamma d} = 1$	
	Condición (b): $D_f/B > 1$	
	$F_{cd} = 1 + (0.4)\tan^{-1}\left(\frac{D_f}{B}\right)$	
	$F_{qd} = 1 + 2\tan\phi(1 - \operatorname{sen}\phi)^2\tan^{-1}\left(\frac{D_f}{B}\right)$	
	$F_{\gamma d} = 1$	
Inclinación	$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	Meyerhof (1963); Hanna y Meyerhof (1981)
	$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta}{\phi}\right)^2$	
	donde β = inclinación de la carga sobre la cimentación con respecto a la vertical	

*Estos factores de forma son relaciones empíricas basadas en amplias pruebas de laboratorio.
†El factor $\tan^{-1}(d_f/B)$ está en radianes.

Caso I: Si el nivel del agua se localiza de modo que $0 \le D_1 \le D_f$, el factor q en las ecuaciones de capacidad de carga toma la forma

$$q = \text{sobrecarga efectiva} = D_1\gamma + D_2(\gamma_{sat} - \gamma_w) \tag{11.9}$$

donde γ_{sat} = peso específico saturado del suelo
γ_w = peso específico del agua

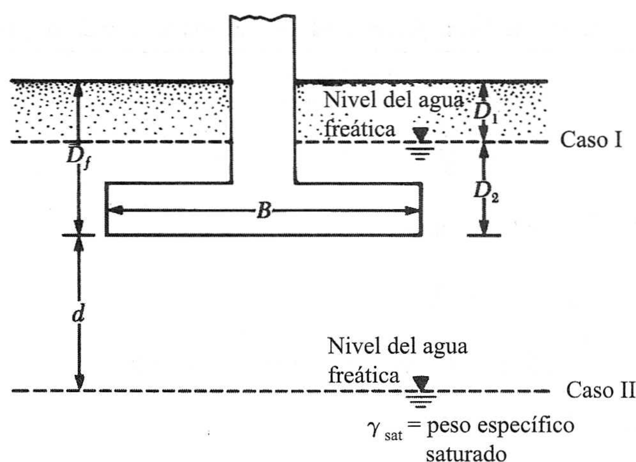


FIGURA 11.5 Modificación de las ecuaciones de capacidad de carga por nivel del agua.

También, el valor de γ en el último término de las ecuaciones tiene que ser reemplazado por $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$.

Caso II: Para un nivel de agua localizada de modo que $0 \leq d \leq B$,

$$q = \gamma D_f \tag{11.10}$$

El factor γ en el último término de las ecuaciones de capacidad de carga debe ser reemplazado por el factor

$$\overline{\gamma} = \gamma' + \frac{d}{B}(\gamma - \gamma') \tag{11.11}$$

Las modificaciones anteriores se basan en la suposición de que no existe fuerza de infiltración en el suelo.

Caso III: Cuando el nivel está localizado de modo que $d \geq B$, el agua no tendrá efecto sobre la capacidad de carga última.

11.4 El factor de seguridad

El cálculo de la capacidad de carga admisible total en cimentaciones superficiales requiere la aplicación de un factor de seguridad (*FS*) a la capacidad de carga total última, o

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS} \tag{11.12}$$

Sin embargo, algunos ingenieros en la práctica prefieren usar un factor de seguridad de

$$\text{incremento del esfuerzo neto sobre el suelo} = \frac{\text{capacidad de carga última neta}}{FS} \tag{11.13}$$

La capacidad de carga última neta se definió en la ecuación (11.8) como

$$q_{\text{neta}(u)} = q_u - q$$

Sustituyendo esta ecuación en la (11.13) se obtiene

incremento del esfuerzo neto sobre el suelo

= carga por la superestructura por área unitaria de la cimentación

$$= q_{\text{neta(adm)}} = \frac{q_u - q}{FS} \tag{11.14}$$

El factor de seguridad definido por la ecuación (11.14) debe ser por lo menos 3 en todos los casos.

EJEMPLO 11.1

Una cimentación cuadrada para una columna que va a ser construida sobre un suelo arenoso tiene que tomar una carga total admisible de 150 kN. La profundidad de la cimentación será de 0.7 m. La carga estará inclinada un ángulo de 20° respecto a la vertical (figura 11.6). Las resistencias de penetración estándar N_F obtenidas de exploración en campo se dan en la siguiente tabla.

Profundidad (m)	N_F
1.5	3
3.0	6
4.5	9
6	10
7.5	10
9	8

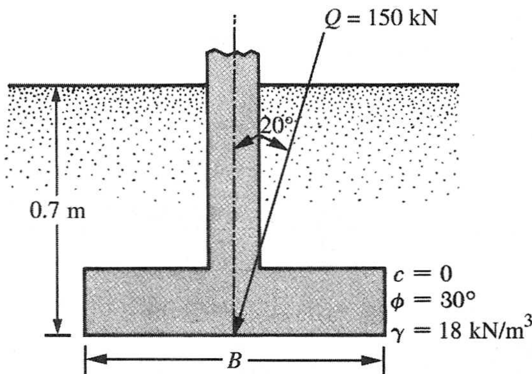


FIGURA 1.6

Suponga que el peso específico del suelo es de 18 kN/m³. Determine el ancho de la cimentación B. Use un factor de seguridad de 3.

Solución Las resistencias de penetración estándar deben corregirse usando la ecuación (8.9) y la ecuación de Liao y Whitman dada en la tabla 8.4. Véase la siguiente tabla.

Profundidad (m)	Presión efectiva de sobrecarga, σ'_o (kN/m²)	C_N	N_F	$N_{cor} = N_F C_N$
1.5	27	1.88	3	≈6
3.0	54	1.33	6	≈8
4.5	81	1.09	9	≈10
6	108	0.94	10	≈9
7.5	135	0.84	10	≈8
9	162	0.77	8	≈6

El valor promedio corregido N_{cor} obtenido es de aproximadamente 8. Ahora, con referencia a la ecuación (8.8), suponemos en forma conservadora que el ángulo de fricción del suelo ϕ es de 30°. Con $c = 0$, la capacidad de carga última [ecuación (11.7)] es

$$q_u = qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

$$q = (0.7)(18) = 12.6 \text{ kN/m}^2$$

$$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$$

De la tabla 11.1, para $\phi = 30°$, encontramos

$$N_q = 18.4$$

$$N_\gamma = 22.4$$

De la tabla 11.2,

$$F_{qs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right)\tan\phi = 1 + 0.577 = 1.577$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0.4\left(\frac{B}{L}\right) = 0.6$$

$$F_{qd} = 1 + 2\tan\phi(1 - \operatorname{sen}\phi)^2 \frac{D_f}{B} = 1 + \frac{(0.289)(0.7)}{B} = 1 + \frac{0.202}{B}$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

$$F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta°}{90°}\right)^2 = \left(1 - \frac{20}{90}\right)^2 = 0.605$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta°}{\phi}\right)^2 = \left(1 - \frac{20}{30}\right)^2 = 0.11$$

Por consiguiente,

$$q_u = (12.6)(18.4)(1.577)\left(1 + \frac{0.202}{B}\right)(0.605) + (0.5)(18)(B)(22.4)(0.6)(1)(0.11)$$

$$= 212.2 + \frac{44.68}{B} + 13.3B \tag{a}$$

Entonces,

$$q_{\text{adm}} = \frac{q_u}{3} = 73.73 + \frac{14.89}{B} + 4.43B \tag{b}$$

Para Q = carga admisible total = $q_{\text{adm}} \times B^2$, o

$$q_{\text{adm}} = \frac{150}{B^2} \tag{c}$$

Igualando los lados derechos de las ecuaciones (b) y (c) resulta

$$\frac{150}{B^2} = 73.73 + \frac{14.89}{B} + 4.43B$$

Por tanteos, encontramos $B \approx$ **1.3 m.** ■

11.5 Cimentaciones cargadas excéntricamente

Hay varias situaciones en que las cimentaciones son sometidas a momentos además de la carga vertical, por ejemplo, en la base de un muro de retención, como muestra la figura 11.7a. En tales casos, la distribución de la presión por la cimentación sobre el suelo no es uniforme. La distribución de la presión nominal es

$$q_{\text{máx}} = \frac{Q}{BL} + \frac{6M}{B^2L} \tag{11.15}$$

y

$$q_{\text{mín}} = \frac{Q}{BL} - \frac{6M}{B^2L} \tag{11.16}$$

donde Q = carga vertical total
M = momento sobre la cimentación

La distribución exacta de la presión es difícil de estimar.

El factor de seguridad para este tipo de carga contra la falla por capacidad de carga se evalúa usando el procedimiento sugerido por Meyerhof (1953), denominado método del *área efectiva.* El siguiente es el procedimiento paso a paso de Meyerhof para de-

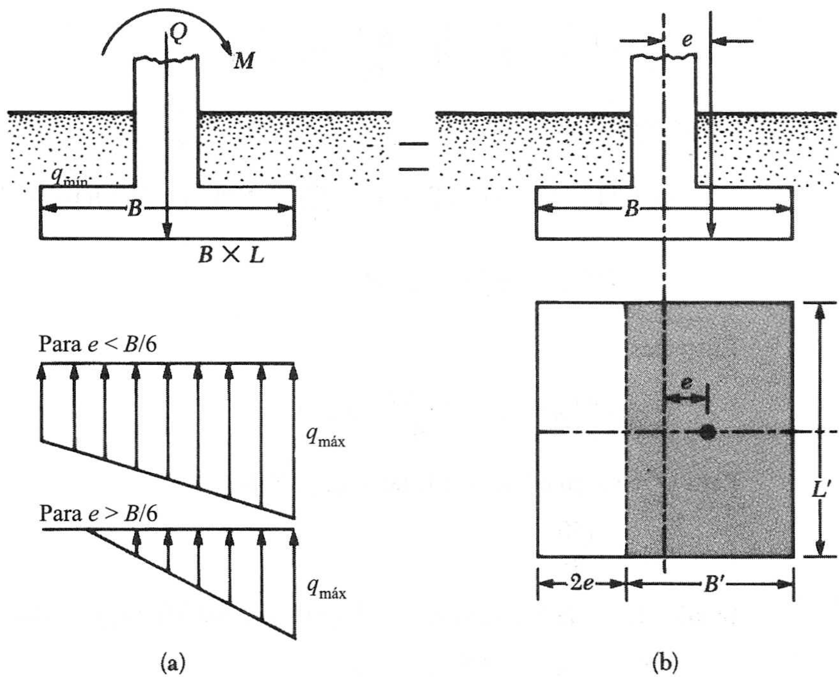


FIGURA 11.7 Cimentaciones cargadas excéntricamente.

terminar la carga última que el suelo puede soportar y el factor de seguridad contra la falla por capacidad de carga.

1. La figura 11.7b muestra un sistema de fuerzas equivalente al mostrado en la figura 11.7a. La distancia e es la excentricidad, o

$$e = \frac{M}{Q} \tag{11.17}$$

Al sustituir la ecuación (11.17) en las ecuaciones (11.15) y (11.16) se obtiene

$$q_{\text{máx}} = \frac{Q}{BL}\left(1 + \frac{6e}{B}\right) \tag{11.18}$$

y

$$q_{\text{mín}} = \frac{Q}{BL}\left(1 - \frac{6e}{B}\right) \tag{11.19}$$

Note que en estas ecuaciones, cuando la excentricidad e toma el valor $B/6$, $q_{\text{mín}}$ es 0. Para $e > B/6$, $q_{\text{mín}}$ será negativa, lo que implica que se tendrán tensiones. Como el suelo no puede tomar tensiones, habrá una separación entre la cimentación y el suelo debajo de ella. La naturaleza de la distribución de presiones sobre el suelo será como muestra la figura 11.7a. El valor de $q_{\text{máx}}$ entonces es

$$q_{\text{máx}} = \frac{4Q}{3L(B-2e)} \tag{11.20}$$

2. Determine las dimensiones efectivas de la cimentación como

$$B' = \text{ancho efectivo} = B - 2e$$

$$L' = \text{longitud efectiva} = L$$

Note que si la excentricidad fuese en la dirección de la longitud de la cimentación, entonces el valor de L' sería igual a $L - 2e$. El valor de B' sería igual a B. La menor de las dos dimensiones (es decir, L' y B') es el ancho efectivo de la cimentación.

3. Use la ecuación (11.7) para la capacidad de carga última como

$$q'_u = cN_cF_{cs}F_{cd}F_{ci} + qN_qF_{qs}F_{qd}F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma B' N_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}F_{\gamma i} \tag{11.21}$$

Para evaluar F_{cs}, F_{qs} y $F_{\gamma s}$, use la tabla 11.2 con las dimensiones *longitud efectiva* y *ancho efectivo* en vez de L y B, respectivamente. Para determinar F_{cd}, F_{qd} y $F_{\gamma d}$, use la tabla 11.2 (*no* reemplace B por B').

4. La carga última total que la cimentación soporta es

$$Q_{\text{últ}} = \overbrace{q'_u(B')(L')}^{A'} \tag{11.22}$$

donde A = área efectiva.

5. El factor de seguridad contra falla por capacidad de carga es

$$FS = \frac{Q_{\text{últ}}}{Q} \tag{11.23}$$

Cimentaciones con excentricidad en dos direcciones

Considere una situación en que una cimentación es sometida a una carga vertical última $Q_{\text{últ}}$ y a un momento M, como se muestra en las figuras 11.8a y b. Para este caso, las componentes del momento M respecto a los ejes x y y son M_x y M_y, respectivamente (figura 11.8c). Esta condición es equivalente a una carga $Q_{\text{últ}}$ colocada excéntricamente sobre la cimentación con $x = e_B$ y $y = e_L$ (figura 11.8d). Note que

$$e_B = \frac{M_y}{Q_{\text{últ}}} \tag{11.24}$$

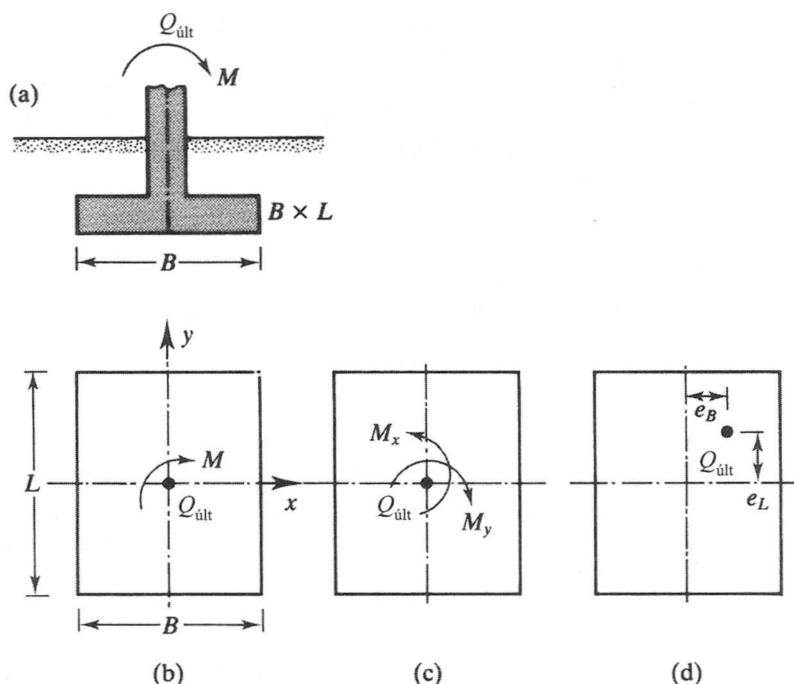


FIGURA 11.8 Análisis de una cimentación con excentricidad en dos direcciones.

y

$$e_L = \frac{M_x}{Q_{\text{últ}}} \tag{11.25}$$

Si se requiere $Q_{\text{últ}}$ se obtiene como sigue [ecuación (11.22)]:

$$Q_{\text{últ}} = q'_u A'$$

donde, de la ecuación (11.21),

$$q_u = cN_cF_{cs}F_{cd}F_{ci} + qN_qF_{qs}F_{qd}F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma B' N_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}F_{\gamma i}$$

y

$$A' = \text{área efectiva} = B'L'$$

Como antes, para evaluar F_{cs}, F_{qs} y $F_{\gamma d}$ (tabla 11.2), usamos la longitud efectiva (L') y el ancho efectivo (B') en vez de L y B, respectivamente. Para calcular F_{cd}, F_{qd} y $F_{\gamma d}$, usamos la tabla 11.2; sin embargo, no reemplazamos B por B'. Al determinar el área efectiva (A'), el ancho efectivo (B'), y la longitud efectiva (L'), cuatro casos posibles se presentan (Highter y Anders, 1985).

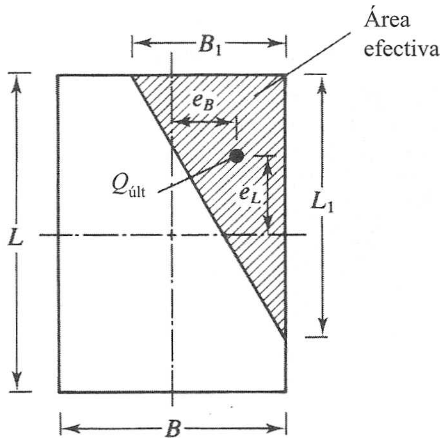


FIGURA 11.9 Área efectiva para el caso $e_L/L \geq \frac{1}{6}$ y $e_B/B \geq \frac{1}{6}$.

Caso I: $e_L/L \geq \frac{1}{6}$ y $e_B/B \geq \frac{1}{6}$. El área efectiva para esta condición se muestra en la figura 11.9, o

$$A' = \frac{1}{2}B_1L_1 \tag{11.26}$$

donde
$$B_1 = B\left(1.5 - \frac{3e_B}{B}\right) \tag{11.27a}$$

$$L_1 = L\left(1.5 - \frac{3e_L}{L}\right) \tag{11.27b}$$

La longitud efectiva L' es la mayor de las dos dimensiones, es decir, B_1 o L_1. El ancho efectivo es entonces

$$B' = \frac{A'}{L'} \tag{11.28}$$

Caso II: $e_L/L < 0.5$ y $0 < e_B/B < \frac{1}{6}$. El área efectiva para este caso se muestra en la figura 11.10:

$$A' = \frac{1}{2}(L_1 + L_2)B \tag{11.29}$$

Las magnitudes de L_1 y L_2 se determinan de la figura 11.10b. El ancho efectivo es

$$B' = \frac{A'}{L_1 \text{ o } L_2 \text{ (la que sea mayor)}} \tag{11.30}$$

La longitud efectiva es

$$L' = L_1 \text{ o } L_2 \text{ (la que sea mayor)} \tag{11.31}$$

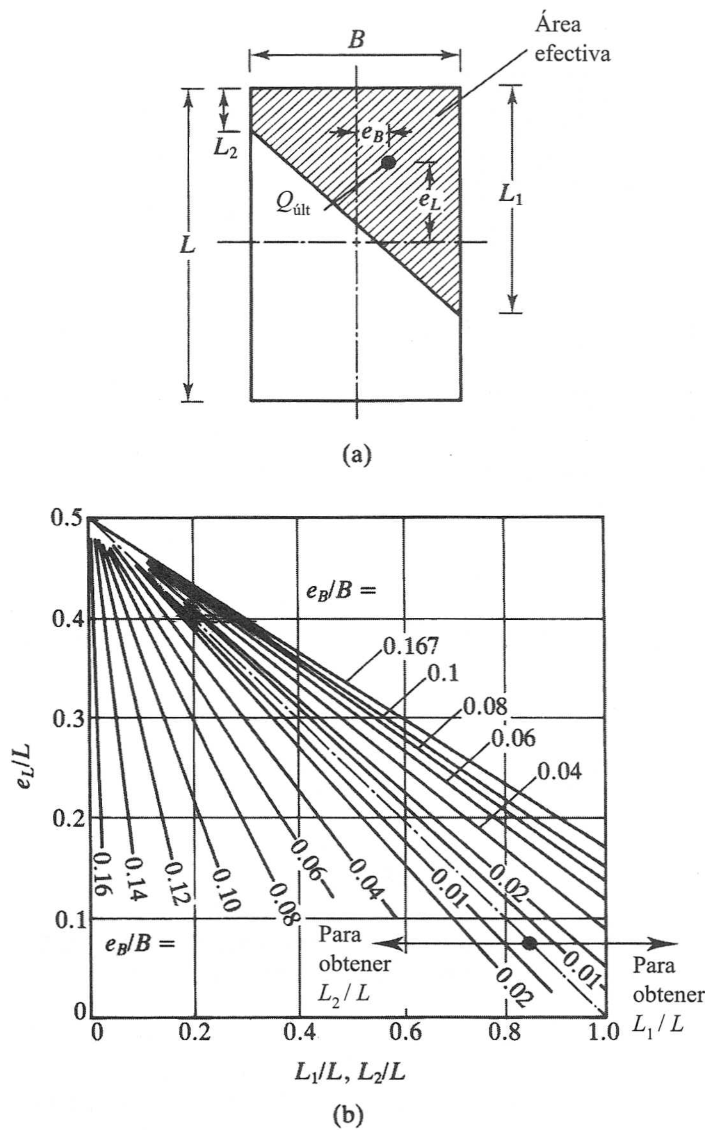


FIGURA 11.10 Área efectiva para el caso $e_L/L < 0.5$ y $0 < e_B/B < \frac{1}{6}$ (según Highter y Anders, 1985).

Caso III: $e_L/L < \frac{1}{6}$ y $0 < e_B/B < 0.5$. El área efectiva se muestra en la figura 11.11a:

$$A' = \frac{1}{2}(B_1 + B_2)L \tag{11.32}$$

El ancho efectivo es

$$B' = \frac{A'}{L} \tag{11.33}$$

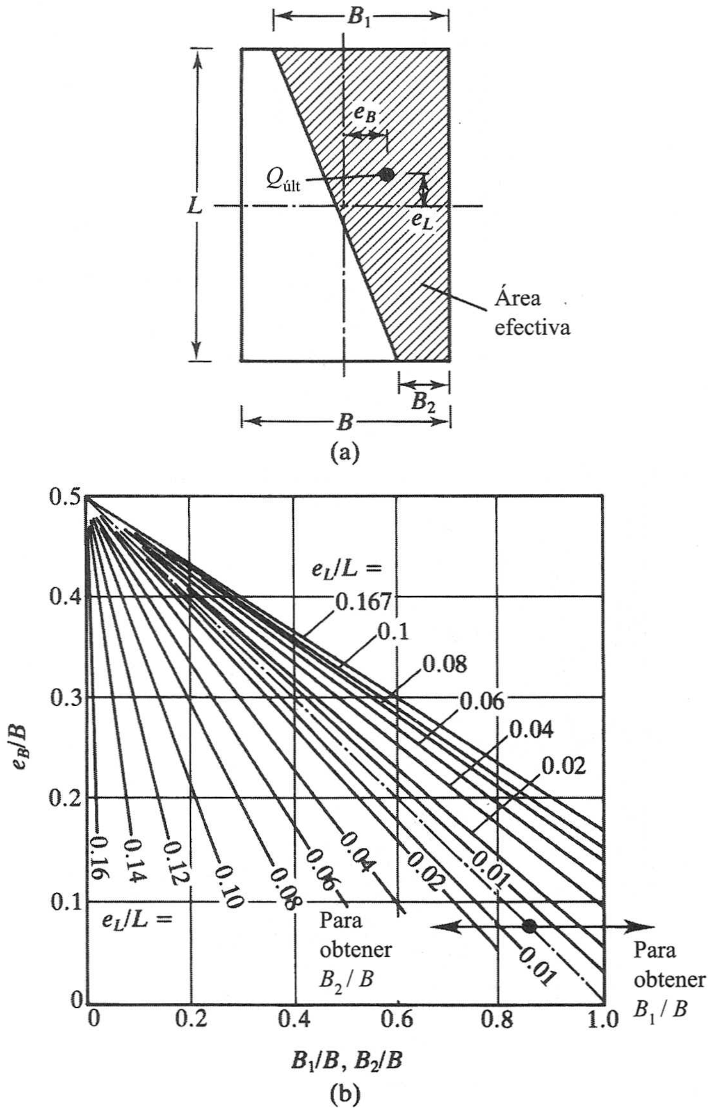


FIGURA 11.11 Área efectiva para el caso $e_L/L < \frac{1}{6}$ y $0 < e_B/B < 0.5$ (según Highter y Anders, 1985).

La longitud efectiva es

$$L' = L \tag{11.34}$$

Las magnitudes de B_1 y B_2 se determinan de la figura 11.11b.

Caso IV: $e_L/L < \frac{1}{6}$ y $e_B/B < \frac{1}{6}$. La figura 11.12a muestra el área efectiva para este caso. La razón B_2/B y por tanto B_2 se determinan usando las curvas e_L/L que se inclinan hacia arriba. Similarmente, la razón L_2/L y,

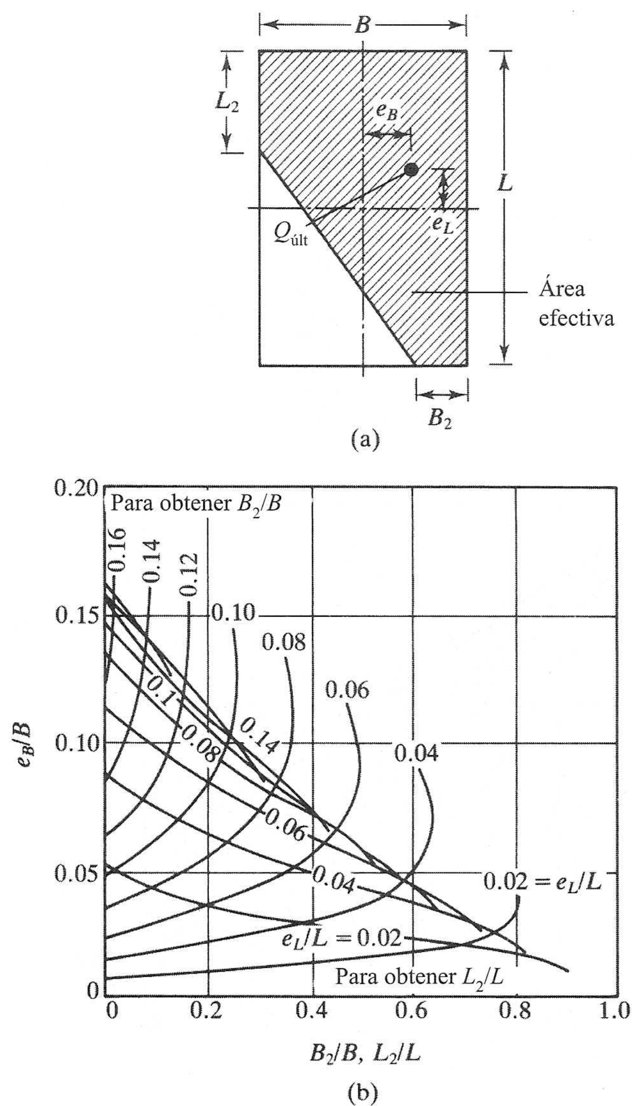


FIGURA 11.12 Área efectiva para el caso $e_L/L < \frac{1}{6}$ y $e_B/B < \frac{1}{6}$ (según Highter y Anders, (1985).

por tanto, L_2 se determinan usando las curvas e_L/L que se inclinan hacia abajo. El área efectiva es entonces

$$A' = L_2B + \frac{1}{2}(B + B_2)(L - L_2) \tag{11.35}$$

El ancho efectivo es

$$B' = \frac{A'}{L} \tag{11.36}$$

La longitud efectiva es

$$L' = L \tag{11.37}$$

EJEMPLO 11.2

En la figura 11.13 se muestra una cimentación continua. Si la excentricidad de la carga es 0.15 m, determine la carga última, $Q_{\text{últ}}$, por longitud unitaria de la cimentación.

Solución Para $c = 0$, la ecuación (11.21) da

$$q'_u = qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma B' N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

$$q = (17.3)(1.2) = 20.76 \text{ kN/m}^2$$

Para $\phi = 35°$, de la tabla 11.1, encontramos $N_q = 33.3$ y $N_\gamma = 48.03$. Tenemos

$$B' = 1.8 - (2)(0.15) = 1.5 \text{ m}$$

Como se trata de una cimentación de franja, B'/L' es 0. Por consiguiente, $F_{qs} = 1$ y $F_{\gamma s} = 1$, y

$$F_{qi} = F_{\gamma i} = 1$$

De la tabla 11.2, tenemos

$$F_{qd} = 1 + 2\tan\phi(1 - \text{sen}\phi)^2 \frac{D_f}{B} = 1 + 0.255\left(\frac{1.2}{1.8}\right) = 1.17$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

$$q'_u = (20.76)(33.3)(1)(1.17)(1) + \left(\frac{1}{2}\right)(17.3)(1.5)(48.03)(1)(1)(1) = 1432 \text{ kN/m}^2$$

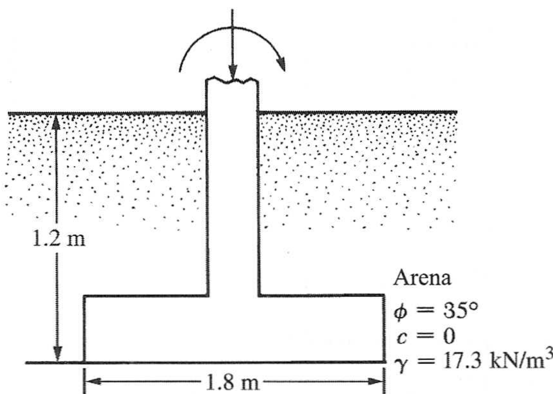


FIGURA 11.13

Por consiguiente

$$Q_{\text{últ}} = (B')(1)(q'_u) = (1.5)(1)(1432) = \mathbf{2148\ kN/m}$$

EJEMPLO 11.3

En la figura 11.14 se muestra una cimentación cuadrada con $e_L = 0.3$ m y $e_B = 0.15$ m. Suponga que la excentricidad es en dos direcciones y determine la carga última $Q_{\text{últ}}$.

Solución

$$\frac{e_L}{L} = \frac{0.3}{1.5} = 0.2$$

$$\frac{e_B}{B} = \frac{0.15}{1.5} = 0.1$$

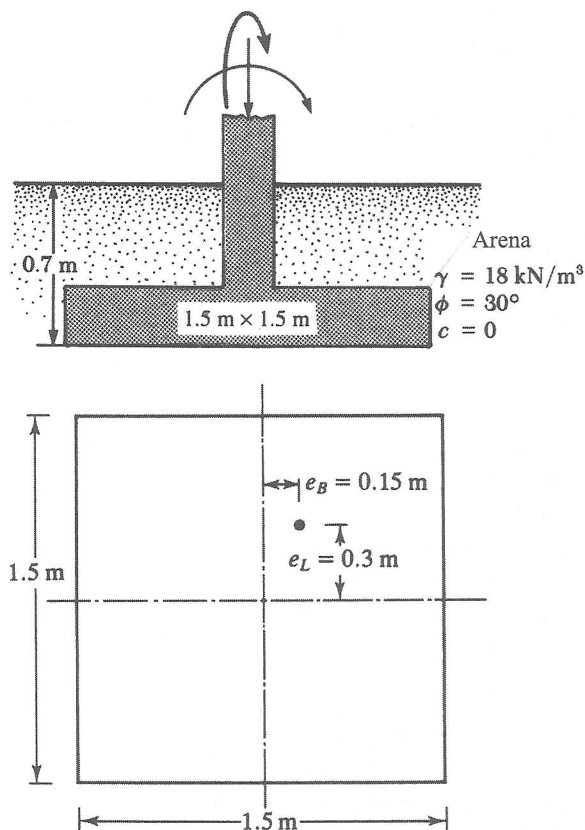


FIGURA 11.14

Este caso es similar al mostrado en la figura 11.11a. De la figura 11.11b, para $e_L/L = 0.2$ y $e_B/B = 0.1$, tenemos

$$\frac{L_1}{L} \approx 0.85; \qquad L_1 = (0.85)(1.5) = 1.275 \text{ m}$$

y

$$\frac{L_2}{L} \approx 0.21; \qquad L_2 = (0.21)(1.5) = 0.315 \text{ m}$$

De la ecuación (11.29),

$$A' = \frac{1}{2}(L_1 + L_2)B = \frac{1}{2}(1.275 + 0.315)(1.5) = 1.193 \text{ m}^2$$

De la ecuación (11.31),

$$L' = L_1 = 1.275 \text{ m}$$

De la ecuación (11.30),

$$B' = \frac{A'}{L_1} = \frac{1.193}{1.275} = 0.936 \text{ m}$$

Note, de la ecuación (11.21), que para $c = 0$, tenemos

$$q'_u = qN_qF_{qs}F_{qd}F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma B'N_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}F_{\gamma i}$$

$$q = (0.7)(18) = 12.6 \text{ kN/m}^2$$

Para ϕ =30°, de la tabla 11.1, $N_q = 18.4$ y $N_\gamma = 22.4$. Entonces,

$$F_{qs} = 1 + \left(\frac{B'}{L'}\right)\tan\phi = 1 + \left(\frac{0.936}{1.275}\right)\tan 30° = 1.424$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0.4\left(\frac{B'}{L'}\right) = 1 - 0.4\left(\frac{0.936}{1.275}\right) = 0.706$$

$$F_{qd} = 1 + 2\tan\phi(1 - \text{sen}\phi)^2\frac{D_f}{B} = 1 + \frac{(0.289)(0.7)}{1.5} = 1.135$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

Por lo que

$$Q_{\text{últ}} = A'q'_u = A'\left(qN_qF_{qs}F_{qd} + \frac{1}{2}\gamma B' N_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}\right)$$

$$= (1.193)[(12.6)(18.4)(1.424)(1.135) + (0.5)(18)(0.936)(22.4)(0.706)(1)]$$

$$= \mathbf{605.95 \text{ kN}}$$

■

ASENTAMIENTO DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES

11.6 Tipos de asentamientos de cimentaciones

Como vimos en el capítulo 6, el asentamiento de una cimentación consta de un asentamiento *inmediato* (o elástico), S_e, y un asentamiento por consolidación, S_c. El procedimiento para calcular el asentamiento por consolidación de cimentaciones también se explicó en el capítulo 6. Los métodos para estimar el asentamiento inmediato serán elaborados en las siguientes secciones.

Es importante señalar que, por lo menos teóricamente, una cimentación se considera totalmente flexible o totalmente rígida. Una cimentación uniformemente cargada, perfectamente flexible descansando sobre un material elástico como arcilla saturada, tendrá un perfil colgado, como muestra la figura 11.5a, debido al asentamiento elástico. Sin embargo, si la cimentación es rígida y está descansando sobre un material elástico como arcilla, sufrirá un asentamiento uniforme y la presión de contacto se redistribuirá (figura 11.15b).

11.7 Asentamiento inmediato

La figura 11.16 muestra una cimentación superficial sometida a una fuerza neta por área unitaria igual a q_o. Sean la relación de Poisson y el módulo de elasticidad del suelo sopor-

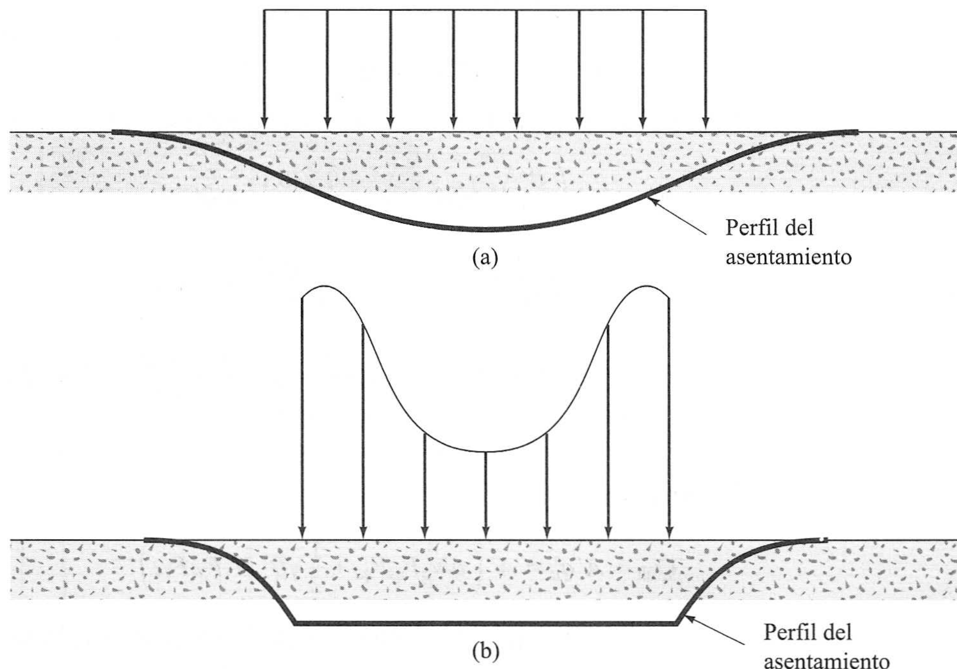


FIGURA 11.15 Perfil de un asentamiento inmediato y presión de contacto en arcilla: a) cimentación flexible; b) cimentación rígida.

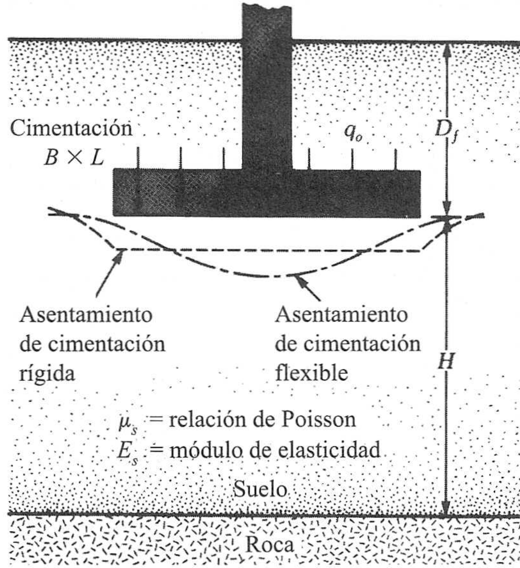


FIGURA 11.16 Asentamiento elástico de cimentaciones flexible y rígida.

tante, μ_s y E_s, respectivamente. Teóricamente, si $D_f = 0$, $H = \infty$, y la cimentación es perfectamente flexible, de acuerdo con Harr (1966), el asentamiento se expresa como

$$S_e = \frac{Bq_o}{E_s}(1 - \mu_s^2)\frac{\alpha}{2} \quad \text{(esquina de la cimentación flexible)} \tag{11.38}$$

$$S_e = \frac{Bq_o}{E_s}(1 - \mu_s^2)\alpha \quad \text{(centro de la cimentación flexible)} \tag{11.39}$$

$$\text{donde} \quad \alpha = \frac{1}{\pi}\left[\ln\left(\frac{\sqrt{1+m^2}+m}{\sqrt{1+m^2}-m}\right) + m\ln\left(\frac{\sqrt{1+m^2}+1}{\sqrt{1+m^2}-1}\right)\right] \tag{11.40}$$

$$m = L/B \tag{11.41}$$

B = ancho de la cimentación

L = longitud de la cimentación

Los valores de α para varias razones longitud a ancho (L/B) se muestran en la figura 11.17. El asentamiento inmediato promedio para una cimentación flexible también se expresa como

$$S_e = \frac{Bq_o}{E_s}(1 - \mu_s^2)\alpha_{av} \quad \text{(promedio para una cimentación flexible)} \tag{11.42}$$

La figura 11.17 muestra también los valores de α_{prom} para varias razones L/B de la cimentación.

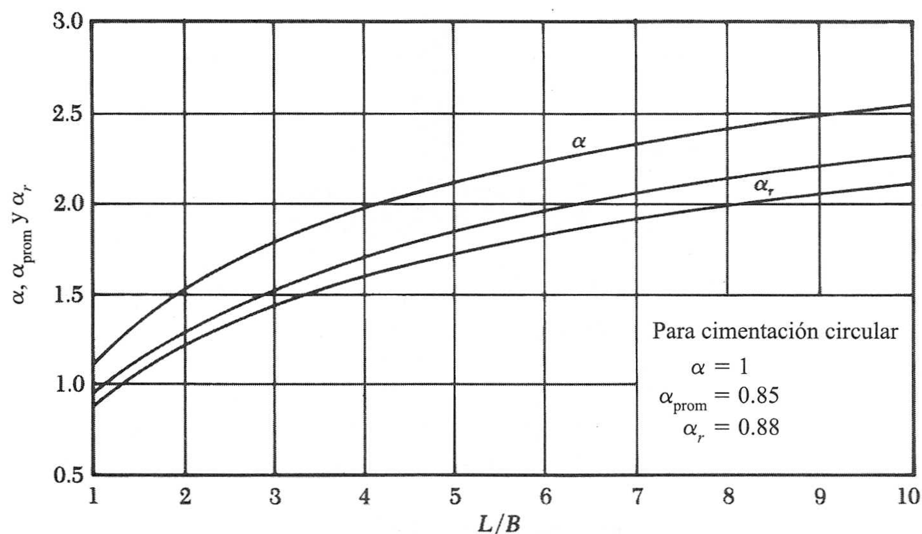


FIGURA 11.17 Valores de α, α_{prom} y α_r; ecuaciones (11.38), (11.39), (11.42) y (11.43).

Sin embargo, si la cimentación mostrada en la figura 11.16 es rígida, el asentamiento inmediato será diferente y se expresa como

$$S_e = \frac{Bq_o}{E_s}(1 - \mu_s^2)\alpha_r \qquad \text{(cimentación rígida)} \tag{11.43}$$

Los valores de α_r para varias razones L/B de la cimentación se muestran en la figura 11.17.

Las ecuaciones anteriores para el asentamiento inmediato se obtuvieron integrando la deformación unitaria a varias profundidades debajo las cimentaciones para límites de $z = 0$ a $z = \infty$. Si un estrato incompresible de roca está localizado a una profundidad limitada, el asentamiento real puede ser menor que el calculado con las ecuaciones anteriores. Sin embargo, si la profundidad H en la figura 11.16 es mayor que aproximadamente $2B$ a $3B$, el asentamiento real no cambiará considerablemente. Note también que a mayor empotramiento D_f menor será el asentamiento elástico total.

11.8 Asentamiento inmediato de cimentaciones sobre arcillas saturadas

Janbu y otros (1956) propusieron una ecuación para evaluar el asentamiento promedio de cimentaciones flexibles sobre suelos de arcilla saturada (relación de Poisson, $\mu_s = 0.5$).

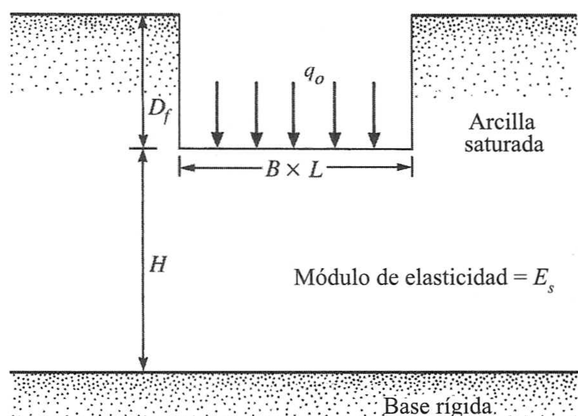


FIGURA 11.18 Cimentación sobre arcilla saturada.

Para la notación usada en la figura 11.18, esta ecuación es

$$S_e = A_1 A_2 \frac{q_o B}{E_s} \tag{11.44}$$

donde A_1 es una función de H/B y L/B, y A_2 es una función de D_f/B.

Christian y Carrier (1978) modificaron los valores de A_1 y A_2 y los presentaron en forma gráfica. Los valores interpolados de A_1 y A_2 de esas gráficas se dan en las tablas 11.3 y 11.4.

Tabla 11.3 Variación de A_1 con H/B.

	A_1					
		L/B				
H/B	**Círculo**	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**
1	0.36	0.36	0.36	0.36	0.36	0.36
2	0.47	0.53	0.63	0.64	0.64	0.64
4	0.58	0.63	0.82	0.94	0.94	0.94
6	0.61	0.67	0.88	1.08	1.14	1.16
8	0.62	0.68	0.90	1.13	1.22	1.26
10	0.63	0.70	0.92	1.18	1.30	1.42
20	0.64	0.71	0.93	1.26	1.47	1.74
30	0.66	0.73	0.95	1.29	1.54	1.84

Tabla 11.4
Variación de A_2 con D_f/B

D_f/B	A_2
0	1.0
2	0.9
4	0.88
6	0.875
8	0.87
10	0.865
12	0.863
14	0.860
16	0.856
18	0.854
20	0.850

11.9 Rango de los parámetros del material para calcular el asentamiento inmediato

La sección 11.7 presentó las ecuaciones para calcular el asentamiento inmediato de cimentaciones. Esas ecuaciones contienen los parámetros elásticos, E_s y μ_s. Si no se dispone de los resultados de pruebas de laboratorio para esos parámetros, deberán hacerse ciertas suposiciones realistas para sus valores. La tabla 11.5 da el rango aproximado de los parámetros elásticos para varios suelos.

Varios investigadores correlacionaron los valores del módulo de elasticidad, E_s, con el número de penetración estándar de campo, N_F, y la resistencia por penetración de cono, q_c. Mitchell y Gardner (1975) elaboraron una lista de esas correlaciones. Schmertmann (1970) propuso que el módulo de elasticidad de la arena fuese dado por

$$E_s\ (\text{kN/m}^2) = 766N_F \tag{11.45}$$

Tabla 11.5 Parámetros elásticos de varios suelos.

Tipo de suelo	Módulo de elasticidad, E_s (MN/m^2)	Razón de Poisson, μ_s
Arena suelta	10–25	0.20–0.40
Arena de compacidad media	15–30	0.25–0.40
Arena densa	35–55	0.30–0.45
Arena limosa	10–20	0.20–0.40
Arena y grava	70–170	0.15–0.35
Arcilla blanda	4–20	
Arcilla media	20–40	0.20–0.50
Arcilla dura	40–100	

donde N_F = número de penetración estándar. Similarmente,

$$E_s = 2q_c \tag{11.46}$$

donde q_c = resistencia por penetración de cono estática. El módulo de elasticidad de arcillas normalmente consolidadas se estima como

$$E_s = 250c \text{ a } 500c \tag{11.47}$$

y para arcillas preconsolidadas como

$$E_s = 750c \text{ a } 1000c \tag{11.48}$$

donde c = cohesión no drenada del suelo de arcilla.

11.10 Presión admisible de carga en arena basada en consideraciones de asentamiento

Meyerhof (1956) propuso una correlación para la *presión de carga admisible neta* para cimentaciones con la resistencia por penetración estándar corregida, N_{cor}. La presión admisible neta se define como

$$q_{adm(neta)} = q_{adm} - \gamma D_f \tag{11.49}$$

De acuerdo con la teoría de Meyerhof, para 25 mm de asentamiento máximo estimado

$$q_{adm(neta)}\,(\text{kN/m}^2) = 11.98N_{cor} \qquad (\text{para } B \leq 1.22 \text{ m}) \tag{11.50}$$

$$q_{adm(neta)}\,(\text{kN/m}^2) = 7.99N_{cor}\left(\frac{3.28B+1}{3.28B}\right)^2 \qquad (\text{para } B > 1.22 \text{ m}) \tag{11.51}$$

donde N_{cor} = número de penetración estándar corregida.

Desde que Meyerhof propuso su original correlación, los investigadores han observado que sus resultados son algo conservadores. Después, Meyerhof (1965) sugirió que la presión de carga admisible neta debería incrementarse aproximadamente 50%. Bowles (1977) propuso que la forma modificada de las ecuaciones de la presión de carga se expresarán como

$$q_{adm(neta)}\,(\text{kN/m}^2) = 19.16N_{cor}F_d\left(\frac{S_e}{25}\right) \qquad (\text{para } B \leq 1.22\text{m}) \tag{11.52}$$

$$q_{adm(neta)}\,(\text{kN/m}^2) = 11.98N_{cor}\left(\frac{3.28B+1}{3.28B}\right)^2 F_d\left(\frac{S_e}{25}\right) \qquad (\text{para } B > 1.22\text{m}) \tag{11.53}$$

donde F_d = factor de profundidad = $1 + 0.33\,(D_f/B) \leq 1.33$ (11.54)
S_e = asentamiento tolerable (mm)

Las relaciones empíricas presentadas hacen surgir algunas preguntas. Por ejemplo, ¿qué valor del número de penetración estándar debe usarse? ¿Cuál es el efecto del nivel del agua freática sobre la capacidad de carga admisible neta? El valor de diseño de N_{cor} debería determinarse tomando en cuenta los valores N_{cor} para una profundidad de $2B$ a $3B$, medida desde el fondo de la cimentación. Muchos ingenieros también opinan que el valor

N_{cor} debería reducirse en parte si el nivel del agua freática está cercano a la cimentación. Sin embargo, el autor cree que esta reducción no se requiere porque la resistencia a la penetración refleja la localización del nivel del agua freática.

Meyerhof (1956) también preparó relaciones empíricas para la capacidad de carga admisible neta de cimentaciones con base en la resistencia a la penetración de cono, q_c:

$$q_{\text{adm(neta)}} = \frac{q_c}{15} \qquad \text{(para } B \leq 1.22 \text{ m y un asentamiento de 25 mm)} \tag{11.55}$$

y

$$q_{\text{adm(neta)}} = \frac{q_c}{25}\left(\frac{3.28B + 1}{3.28B}\right)^2 \qquad \text{(para } B > 1.22 \text{ m y un asentamiento de 25 mm)} \tag{11.56}$$

Note que en las ecuaciones (11.55) y (11.56) la unidad de B es metros y las unidades de $q_{\text{adm(neta)}}$ y q_c son kN/m^2.

La idea básica detrás del desarrollo de esas correlaciones es que, si el asentamiento máximo no es mayor de 25 mm para cualquier cimentación, el asentamiento diferencial no será mayor de 19 mm. Estos son probablemente los límites admisibles para la mayoría de los diseños de cimentaciones de edificios.

11.11 Prueba de placa en campo

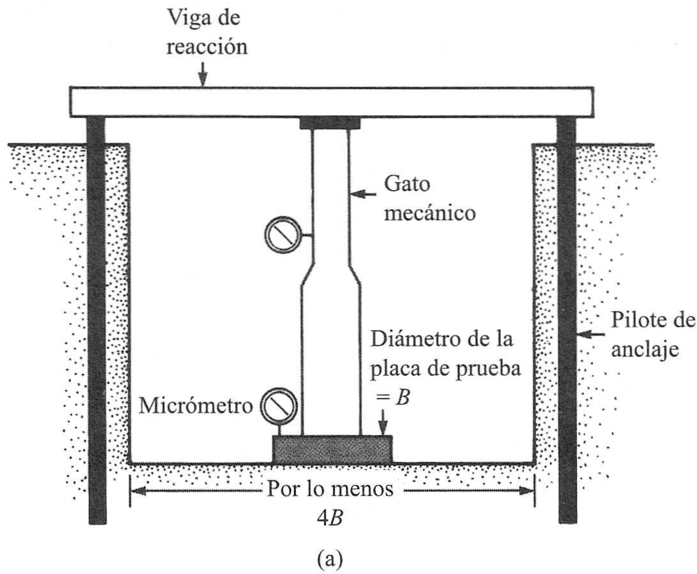
La capacidad de carga última de una cimentación, así como la capacidad admisible basada en consideraciones de asentamiento tolerable, se determinan efectivamente a partir de la *prueba de placa en campo* (Prueba D-1194-72, 1997 de la ASTM). Las placas usadas para pruebas en el campo son usualmente de acero y de 25 mm de espesor y de 150 a 762 mm de diámetro. Ocasionalmente se usan también placas cuadradas de 305 mm × 305 mm.

Para llevar a cabo una prueba de carga de placa, se excava un agujero con un diámetro mínimo de $4B$ (B = diámetro de la placa de prueba) a una profundidad D_f (D_f = profundidad de la cimentación propuesta). La placa se coloca en el centro del agujero. La carga se aplica por etapas a la placa, aproximadamente de un cuarto a un quinto de la carga última estimada, por medio de un gato mecánico. Un diagrama esquemático del arreglo de la prueba se muestra en la figura 11.19a. Durante cada etapa de la aplicación de la carga, el asentamiento de la placa se observa en micrómetros. Por lo menos se deja pasar una hora entre cada etapa de aplicación de carga. La prueba debe conducirse hasta la falla, o hasta que la placa presente un asentamiento de 25 mm. La figura 11.19b muestra la naturaleza de la curva carga-asentamiento obtenida de tales pruebas, con que se determina la carga última por área unitaria.

Para pruebas en arcilla,

$$q_{u(F)} = q_{u(P)} \tag{11.57}$$

donde $q_{u(F)}$ = capacidad de carga última de la cimentación propuesta
$q_{u(P)}$ = capacidad de carga última de la placa de prueba



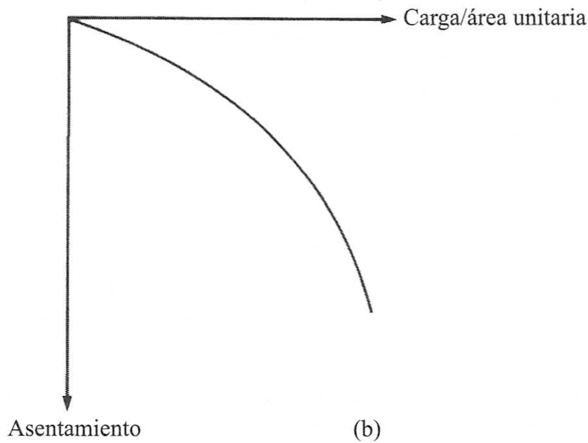


FIGURA 11.19 Prueba de la placa de carga: a) arreglo de la prueba; b) naturaleza de la curva carga-asentamiento.

La ecuación (11.57) implica que la capacidad de carga última en arcilla es virtualmente independiente del tamaño de la placa.

Para pruebas en suelos arenosos,

$$q_{u(F)} = q_{u(P)} \frac{B_F}{B_P} \tag{11.58}$$

donde B_F = ancho de la cimentación
B_P = ancho de la placa de prueba

La capacidad de carga admisible de una cimentación, basada en consideraciones de asentamiento y para una intensidad dada de carga, q_o, es

$$S_{e(F)} = S_{e(P)} \frac{B_F}{B_P} \quad \text{(para suelo arcilloso)} \tag{11.59}$$

y

$$S_{e(F)} = S_{e(P)} \left(\frac{B_F}{B_P}\right)^2 \left(\frac{3.28B_P + 1}{3.28B_F + 1}\right)^2 \quad \text{(para suelo arenoso)} \tag{11.60}$$

En la ecuación (11.60), las unidades de B_P y B_F son metros. La ecuación (11.60) se basa en los trabajos de Terzaghi y Peck (1967).

Housel (1929) propuso un procedimiento diferente para determinar la capacidad de carga de cimentaciones superficiales basado en consideraciones de asentamiento:

1. Encuentre las dimensiones de una cimentación que debe llevar una carga Q_o con un asentamiento tolerable de $S_{e(\text{tol})}$.
2. Conduzca dos pruebas de carga de placa con placas de diámetros B_1 y B_2.
3. De las curvas carga-asentamiento obtenidas en el paso 2, determine las cargas totales sobre las placas (Q_1 y Q_1) correspondientes al asentamiento de $S_{e(\text{tol})}$. Para la placa núm. 1, la carga total se expresa como

$$Q_1 = A_1 m + P_1 n \tag{11.61}$$

Similarmente, para la placa núm. 2,

$$Q_2 = A_2 m + P_2 n \tag{11.62}$$

donde A_1, A_2 = áreas de las placas núm. 1 y núm. 2, respectivamente
P_1, P_2 = perímetros de las placas núm. 1 y núm. 2, respectivamente
m, n = dos constantes que corresponden a la presión de carga y al cortante perimetral, respectivamente

Los valores de m y n se determinan resolviendo las ecuaciones (11.61) y (11.62).

4. Para la cimentación por diseñarse,

$$Q_o = Am + Pn \tag{11.63}$$

donde A = área de la cimentación
P = perímetro de la cimentación

Como Q_o, m y n son conocidas, la ecuación (11.63) se resuelve para determinar el ancho de la cimentación. Una aplicación de este procedimiento se presenta en el ejemplo 11.5.

EJEMPLO 11.4

Los resultados de una prueba de placa de carga en un suelo arenoso se muestran en la figura 11.20. El tamaño de la placa es de 0.305 m × 0.305 m. Determine el tamaño de una cimentación cuadrada de una columna que debe tomar una carga de 2500 kN con un asentamiento máximo de 25 mm.

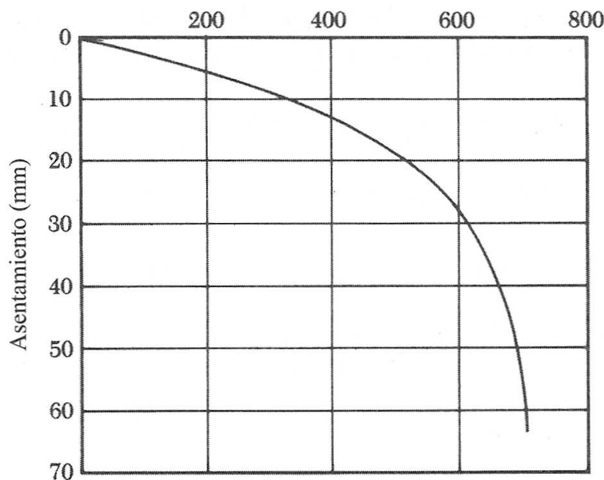


FIGURA 11.20

Solución El problema tiene que resolverse por tanteos. Use la siguiente tabla y la ecuación (11.60).

Q_o (kN) (1)	Suponga ancho B_F (m) (2)	$q_o = \frac{Q_o}{B_F^2}$ (kN/m²) (3)	$S_{e(P)}$ correspondiente a q_o en la columna 3 (mm) (4)	$S_{e(F)}$ de la ecuación (11.60) (mm) (5)
2500	4.0	156.25	4.0	13.80
2500	3.0	277.80	8.0	26.35
2500	3.2	244.10	6.8	22.70
2500	3.1	260.10	7.2	23.86

Una zapata de columna con dimensiones de **3.1 m** × **3.1** m será apropiada. ■

EJEMPLO 11.5

Los resultados de dos pruebas de placa de carga se dan en la siguiente tabla:

Diámetro de la placa, B (m)	Carga total, Q (kN)	Asentamiento (mm)
0.305	32.2	20
0.610	71.8	20

Una cimentación cuadrada de una columna debe construirse para soportar una carga total de 715 kN. El asentamiento tolerable es de 20 mm. Determine el tamaño de la cimentación.

Solución Use las ecuaciones (11.61) y (11.62):

$$32.2 = \frac{\pi}{4}(0.305)^2 m + \pi(0.305)n \qquad \text{(a)}$$

$$71.8 = \frac{\pi}{4}(0.610)^2 m + \pi(0.610)n \qquad \text{(b)}$$

De las ecuaciones (a) y (b), encontramos

$$m = 50.68 \text{ kN/m}^2$$

$$n = 29.75 \text{ kN/m}$$

Para la cimentación por diseñarse [ecuación (11.63)],

$$Q_o = Am + Pn$$

o

$$Q_o = B_F^2 m + 4B_F n$$

Para $Q_o = 715$ kN,

$$715 = B_F^2(50.68) + 4B_F(29.75)$$

o

$$50.68B_F^2 + 119B_F - 715 = 0$$

$$B_F \approx \mathbf{2.8\ m}$$



11.12 Capacidad de carga admisible

Varios códigos de edificación (por ejemplo, el Uniform Building Code, el Chicago Building Code, el New York City Building Code) especifican la capacidad de carga admisible de cimentaciones sobre varios tipos de suelos. Para construcciones menores, los códigos proporcionan frecuentemente directrices bastante aceptables. Sin embargo, esos valores de capacidad de carga se basan principalmente en la clasificación visual de suelos cercanos a la superficie. Generalmente, los códigos no toman en cuenta factores como la historia de los esfuerzos del suelo, localización del nivel de agua freática, profundidad de la cimentación y asentamientos tolerables. Entonces, para grandes proyectos constructivos, los valores admisibles de los códigos deben usarse sólo como guías.

11.13 Asentamiento tolerable en edificios

Como se ha indicado en este capítulo, el análisis por asentamiento es una parte importante del diseño y construcción de cimentaciones. Grandes asentamientos de varios elementos

de una estructura conducen a daños considerables y/o pueden interferir con el funcionamiento apropiado de la estructura. Se han hecho estudios limitados para evaluar las condiciones para asentamientos tolerables de varios tipos de estructuras (por ejemplo, Bjerrum, 1963; Burland y Worth, 1974; Grant y otros, 1974; Polshin y Tokar, 1957; y Wahls, 1981). Wahls (1981) proporcionó un resumen excelente de esos estudios.

La figura 11.21 da los parámetros para la definición de un asentamiento tolerable. La figura 11.21a es para una estructura que ha tenido un asentamiento sin inclinación; la figura 11.21b es para una estructura que ha presentado un asentamiento con inclinación. Los parámetros son

ρ_i = desplazamiento vertical total en el punto i

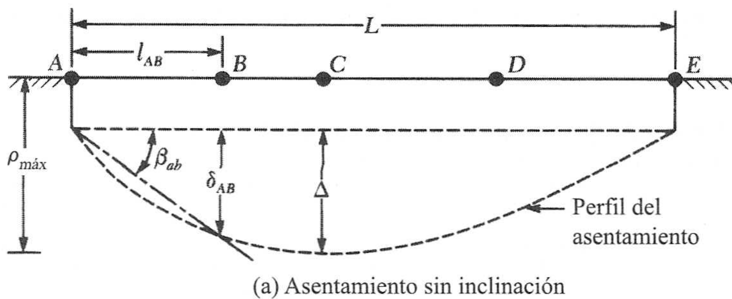
δ_{ij} = asentamiento diferencial entre los puntos i y j

Δ = deflexión relativa

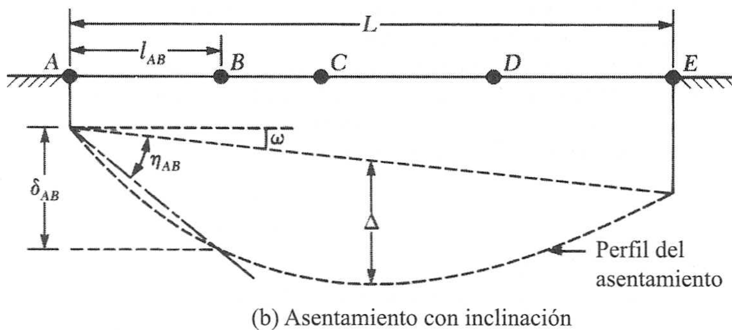
ω = inclinación

$$\eta_{ij} = \frac{\delta_{ij}}{l_{ij}} - \omega = \text{distorsión angular}$$

$$\frac{\Delta}{L} = \text{razón de deflexión}$$



(a) Asentamiento sin inclinación



(b) Asentamiento con inclinación

FIGURA 11.21 Parámetros para la definición de asentamiento tolerable (según Wahls, 1981; redibujado).

Tabla 11.6 Distorsión angular límite según recomendada por Bjerrum (compilación de Wahls, 1981).

Categoría de daño potencial	η
Peligro a maquinaria sensible a asentamientos	1/750
Peligro a marcos con diagonales	1/600
Límite seguro para no tener ningún agrietamiento en edificios*	1/500
Primer agrietamiento de muros	1/300
Dificultades con grúas elevadas	1/300
La inclinación de edificios rígidos altos se vuelve visible	1/250
Considerable agrietamiento de paneles y muros de ladrillo	1/150
Peligro de daño estructural en edificios generales	1/150
Límite seguro para muros flexibles de ladrillos, $L/H > 4$*	1/150

*Los límites seguros incluyen un factor de seguridad.

L = dimensión lateral de la estructura

Bjerrum (1963) proporcionó las condiciones para la distorsión angular *límite,* η, para varias estructuras (véase la tabla 11.6).

Polshin y Tokar (1957) presentaron los criterios de asentamiento del Código de Construcción de la U.S.S.R. de 1955, basados en observaciones de asentamientos en cimentaciones durante 25 años. Las tablas 11.7 y 11.8 contienen esos criterios.

Tabla 11.7 Criterios de asentamientos admisibles: 1955 U.S.S.R. Building Code (compilación de Wahls, 1981).

Tipo de estructura	Arena y arcilla dura	Arcilla plástica
(a) η		
Cimentaciones de columnas de edificios civiles e industriales:		
Para estructuras de acero y concreto reforzado	0.002	0.002
Para hileras extremas de columnas con revestimiento de ladrillo	0.007	0.001
Para estructuras donde no surgen deformaciones auxiliares durante asentamientos no uniformes de cimentaciones	0.005	0.005
Inclinación de chimeneas, torres, silos, etc.	0.004	0.004
Vigas carriles	0.003	0.003
(b) Δ/L		
Muros simples de ladrillo:		
Para habitaciones de varios niveles y edificios civiles		
en $L/H \leq 3$	0.0003	0.0004
en $L/H \geq 5$	0.0005	0.0007
Para talleres de un piso	0.0010	0.0010

Tabla 11.8 Asentamiento promedio admisible para tipos diferentes de edificios (compilación de Wahls, 1981).

Tipo de edificios	Asentamiento promedio admisible (mm)
Edificio con muros de ladrillos simples	
$L/H \geq 2.5$	80
$L/H \leq 1.5$	100
Edificio con muros de ladrillo, reforzados con concreto reforzado o ladrillo reforzado	150
Marcos de edificios	100
Cimentaciones sólidas de concreto reforzado para chimeneas, silos torres, etcétera	300

CIMENTACIONES CON LOSAS

11.14 Zapatas combinadas y cimentación con losas

Las cimentaciones con losas son básicamente cimentaciones superficiales, y son uno de los cuatro tipos principales de zapatas combinadas (véase la figura 11.22a). A continuación se da un breve panorama de las zapatas combinadas y de los métodos usados para calcular sus dimensiones.

1. *Zapata rectangular combinada:* En varios casos, la carga por ser soportada por una columna y la capacidad de carga del suelo son tales que el diseño estándar de las zapatas requiere la extensión de la cimentación de la columna más allá del lindero de propiedad. En tal caso, dos o más columnas se soportan sobre una simple cimentación rectangular, como muestra la figura 11.22b. Si se conoce la presión admisible neta del suelo, el tamaño de la cimentación ($B \times L$) se determina de la siguiente manera:

a. Determine el área de la cimentación A:

$$A = \frac{Q_1 + Q_2}{q_{\text{adm(neta)}}} \tag{11.64}$$

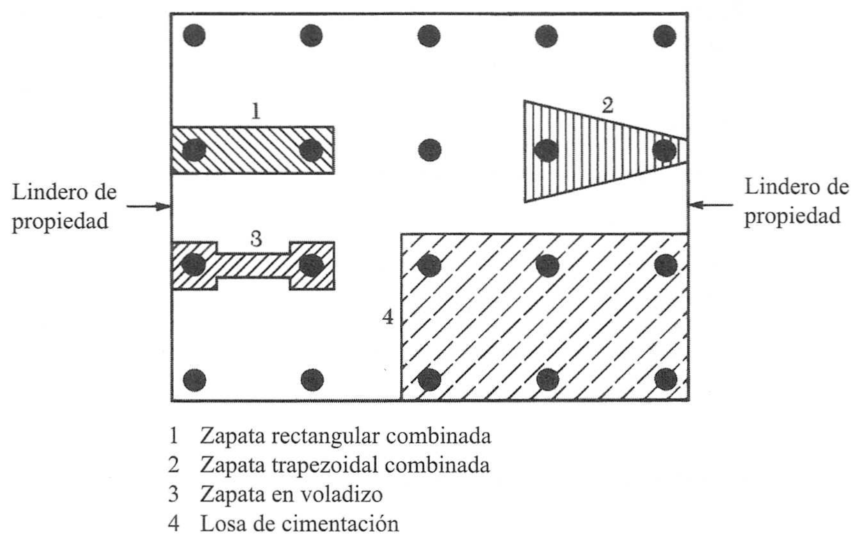
donde Q_1, Q_2 = cargas de columna

$q_{\text{adm(neta)}}$ = capacidad de carga admisible neta del suelo

b. Determine la localización de la resultante de las cargas de columnas. De la figura 11.22b, vemos que

$$X = \frac{Q_2 L_3}{Q_1 + Q_2} \tag{11.65}$$

c. Para una distribución uniforme de la presión del suelo bajo la cimentación, la resultante de las cargas de columnas debe pasar por el centroide de la cimentación. Así entonces,



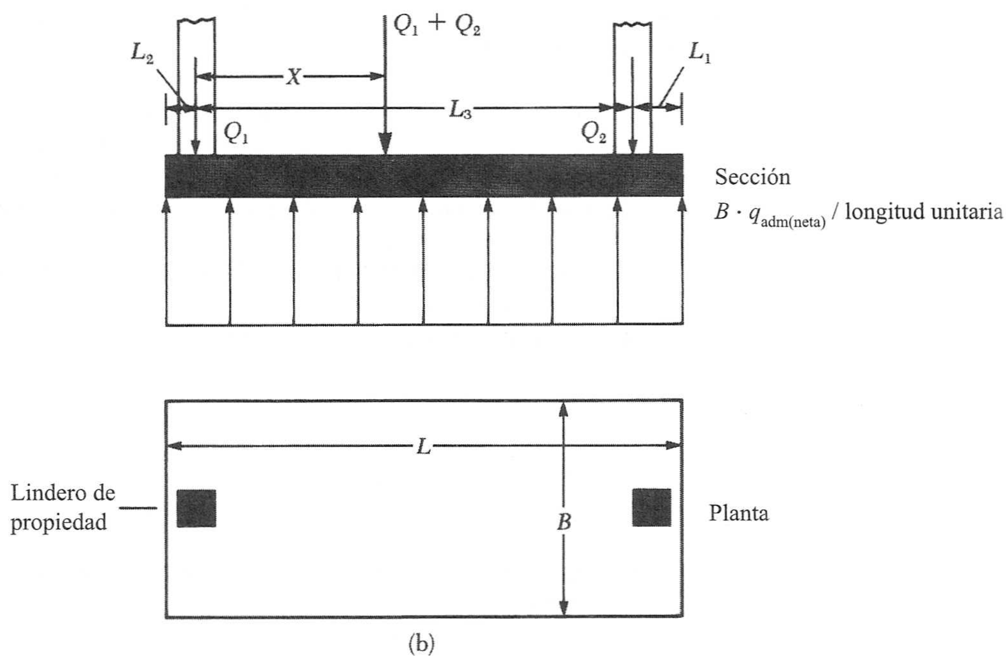


FIGURA 11.22 (a) Zapatas combinadas; (b) zapata rectangular combinada; (c) zapata trapezoidal combinada; (d) zapata en voladizo.

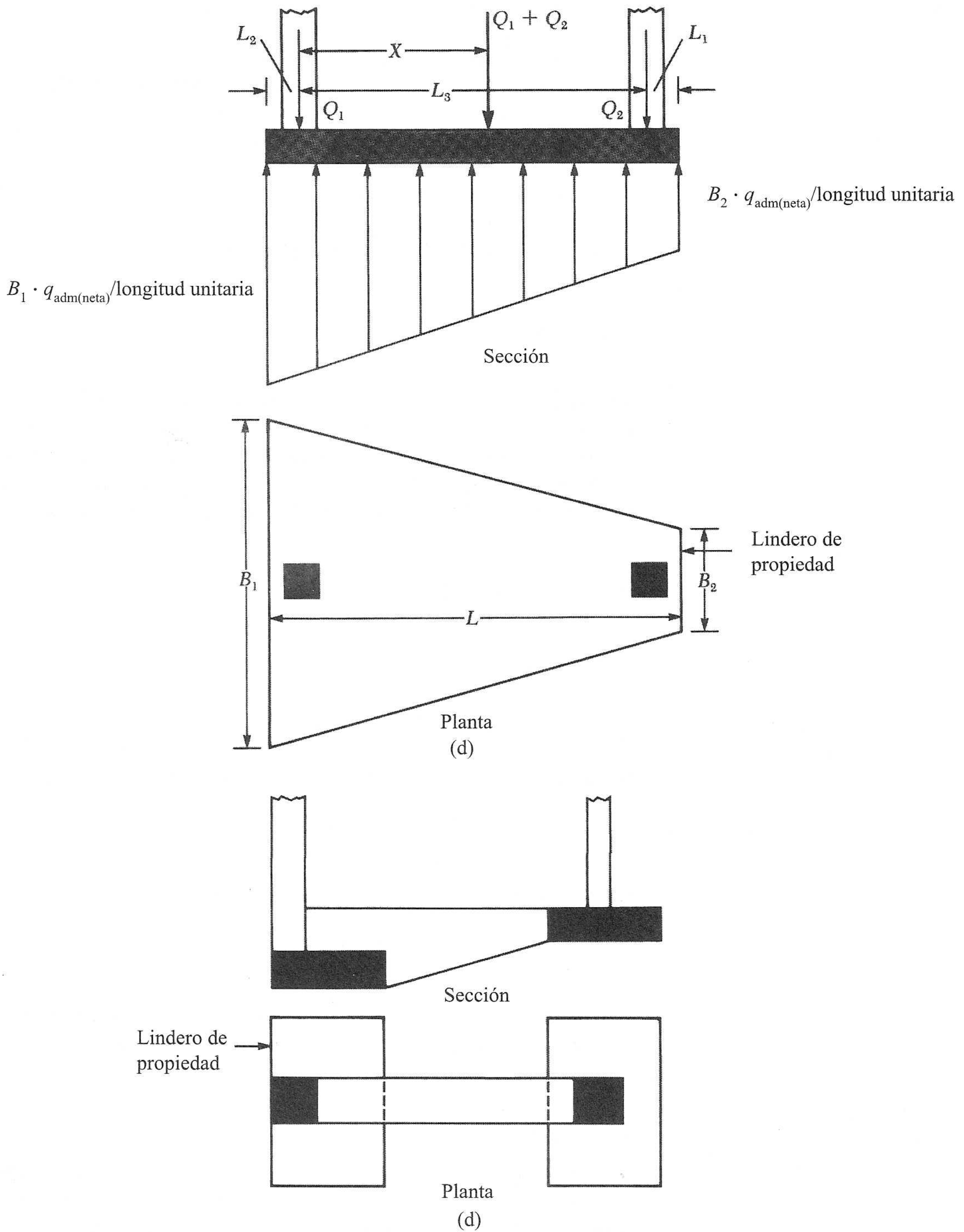


FIGURA 11.22 (Continuación.)

$$L = 2(L_2 + X) \tag{11.66}$$

donde L = longitud de la cimentación.

d. Una vez determinada la longitud L, obtenga el valor de L_1:

$$L_1 = L - L_2 - L_3 \tag{11.67}$$

Note que la magnitud de L_2 será conocida y depende de la localización del lindero de propiedad.

e. El ancho de la cimentación es entonces

$$B = \frac{A}{L} \tag{11.68}$$

2. *Zapata trapezoidal combinada:* Este tipo de zapata combinada (figura 11.22c) es a veces usada como una cimentación aislada para una columna que soporta una gran carga y donde el espacio es escaso. El tamaño de la cimentación que distribuirá uniformemente la presión sobre el suelo se obtiene de la siguiente manera:

a. Si se conoce la presión admisible neta del suelo, determine el área de la cimentación:

$$A = \frac{Q_1 + Q_2}{q_{\text{adm(neta)}}}$$

De la figura 11.22c, vemos que

$$A = \frac{B_1 + B_2}{2} L \tag{11.69}$$

b. Determine la localización de la resultante para las cargas de columnas:

$$X = \frac{Q_2 L_3}{Q_1 + Q_2}$$

c. De la propiedad de un trapezoide, tenemos

$$X + L_2 = \left(\frac{B_1 + 2B_2}{B_1 + B_2}\right)\frac{L}{3} \tag{11.70}$$

Con valores conocidos de A, L, X y L_2, resuelva las ecuaciones (11.69) y (11.70) para obtener B_1 y B_2. Note que para un trapezoide,

$$\frac{L}{3} < X + L_2 < \frac{L}{2}$$

3. *Zapata en voladizo:* Este tipo de construcción de zapata combinada usa una contratrabe para conectar una cimentación de columna cargada excéntricamente a la cimentación de una columna interior (figura 11.22d). Las zapatas en voladizo se usan en vez de zapatas combinadas trapezoidales o rectangulares cuando la capacidad de carga permisible del suelo es alta y las distancias entre las columnas son grandes.

4. *Cimentación con losa:* Este tipo de cimentación es una zapata combinada que cubre toda el área *bajo una estructura* que soporta varias columnas y muros (figura 11.22a). Las cimentaciones con losas son a veces preferidas en suelos que tienen bajas capacidades de carga pero que tienen que soportar cargas pesadas de columnas y/o muros. Bajo algunas condiciones, las zapatas aisladas tendrán que cubrir más de la mitad del área construida y entonces una cimentación con losa resulta más económica.

11.15 *Tipos comunes de cimentaciones con losas*

Varios tipos de cimentaciones con losas se usan regularmente en la práctica. Algunos de los tipos más comunes se muestran esquemáticamente en la figura 11.23 e incluyen:

1. Losa plana (figura 11.23a). La losa es de espesor uniforme.
2. Losa plana con mayor espesor bajo las columnas (figura 11.23b).

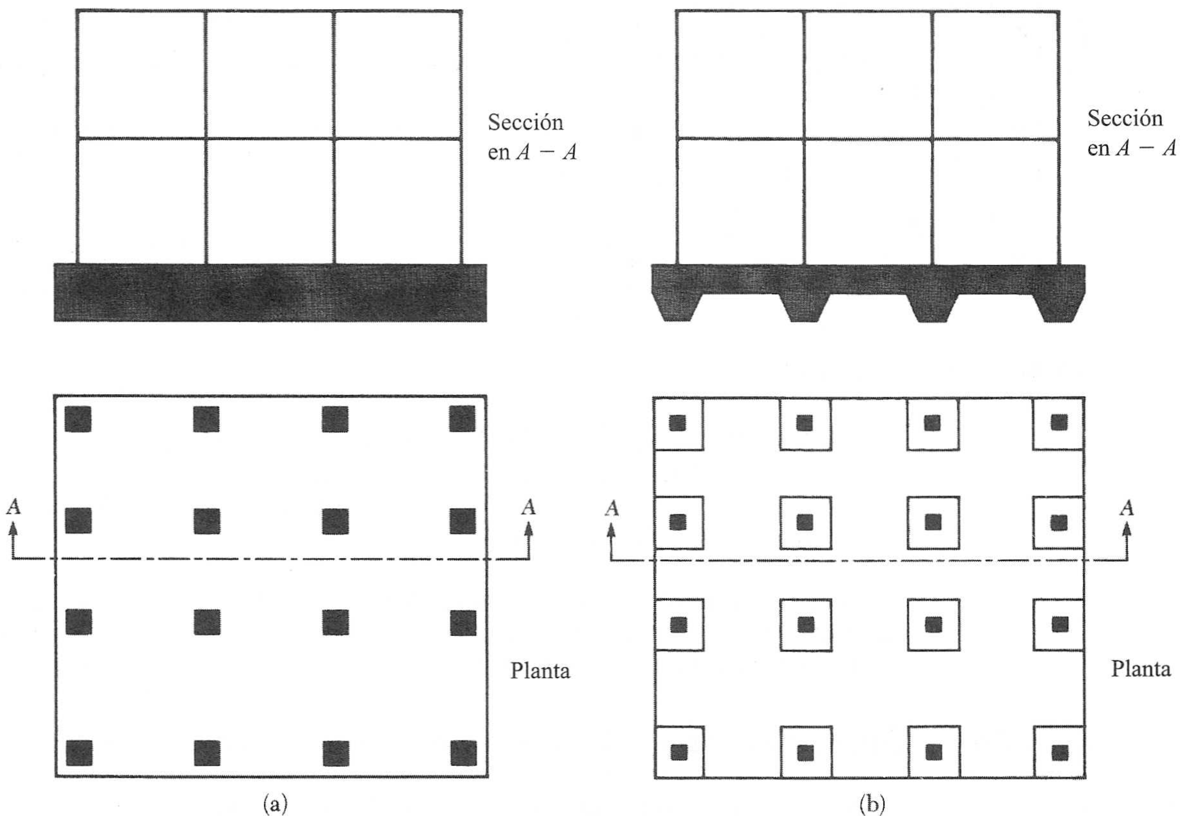


FIGURA 11.23 Tipos de losas de cimentación: (a) losa plana; (b) losa plana reforzada bajo columnas; (c) vigas y losa; (d) losa con muros de sótano.

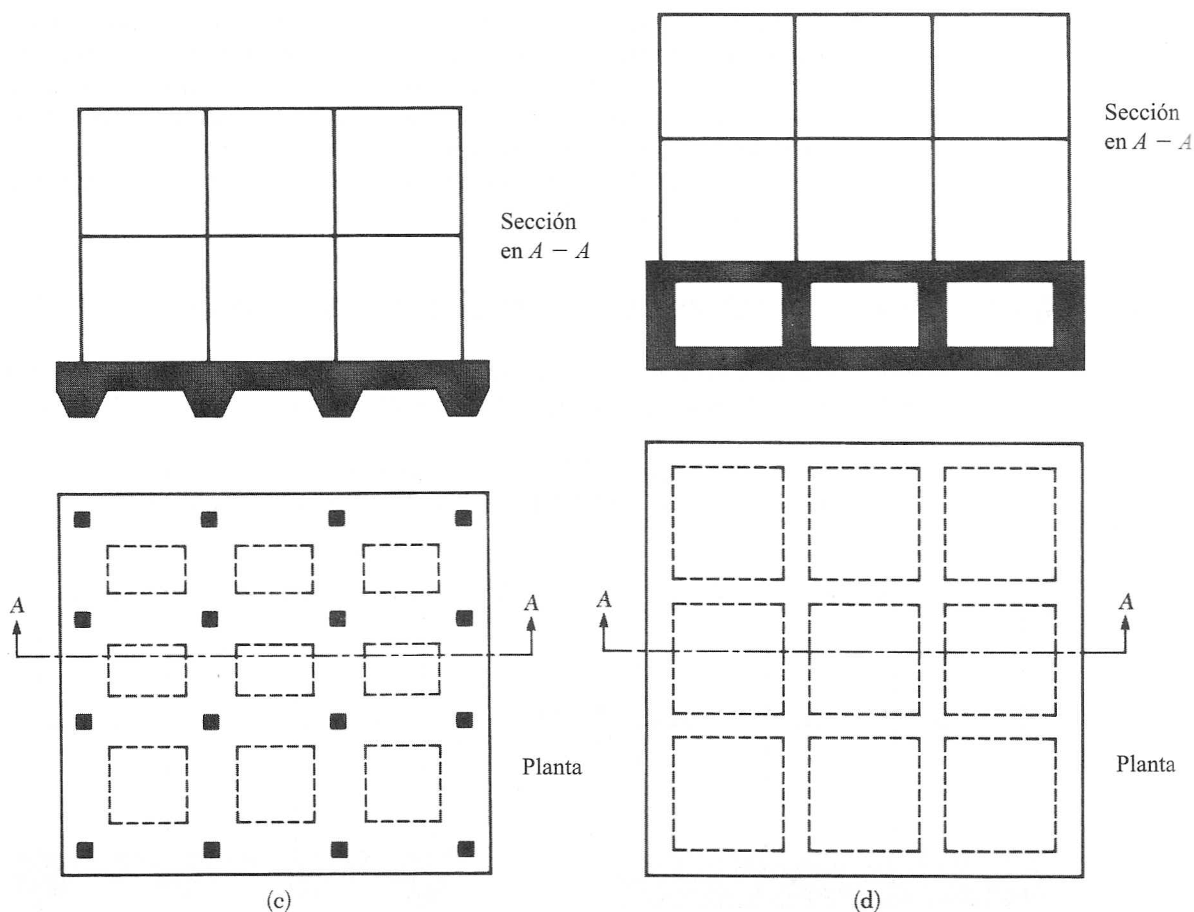


FIGURA 11.23 (Continuación.)

3. Vigas y losa (figura 11.23c). Las vigas corren en ambas direcciones, y las columnas se localizan en la intersección de las vigas.
4. Losa con muros de sótano como parte de la losa (figura 11.23d). Los muros actúan como rigidizadores de la losa.

Las losas son soportadas por pilotes, los cuales ayudan a reducir el asentamiento de una estructura construida sobre suelo altamente compresible. Donde el nivel freático es alto, las losas se colocan a menudo sobre pilotes para controlar el empuje hidrostático.

11.16 Capacidad de carga de cimentaciones con losas

La *capacidad de carga última total* de una losa de cimentación se determina con la misma ecuación usada para cimentaciones superficiales, o

$$q_u = cN_cF_{cs}F_{cd}F_{ci} + qN_qF_{qs}F_{qd}F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}F_{\gamma i} \quad (11.7)$$

La tablas 11.1 y 11.2 dan los valores apropiados de los factores de capacidad de carga y los factores de forma, profundidad e inclinación de la carga. El término B en la ecuación (11.7) es la dimensión más pequeña de la losa.

La *capacidad de carga última neta* es

$$q_{\text{neta(u)}} = q_u - q \tag{11.8}$$

Un factor de seguridad adecuado debe usarse para calcular la capacidad de carga admisible neta. Para losas sobre arcilla, el factor de seguridad no debe ser menor que 3 bajo carga muerta y carga viva máxima. Sin embargo, bajo las condiciones más extremas, el factor de seguridad debe estar por lo menos entre 1.75 y 2. Para losas construidas sobre arena, normalmente debe usarse un factor de seguridad de 3. Bajo la mayoría de las condiciones de trabajo, el factor de seguridad contra falla por capacidad de carga de losas sobre arena es muy grande.

Para arcillas saturadas con $\phi = 0$ y condición de carga vertical, la ecuación (11.7) da

$$qu = c_u N_c F_{cs} F_{cd} = q \tag{11.71}$$

donde c_u = cohesión no drenada. (*Nota:* $N_c = 5.14$, $N_q = 1$ y $N_\gamma = 0$.) De la tabla 11.2, para $\phi = 0$,

$$F_{cs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right)\left(\frac{N_q}{N_c}\right) = 1 + \left(\frac{B}{L}\right)\left(\frac{1}{5.14}\right) = 1 + \frac{0.195B}{L}$$

y

$$F_{cd} = 1 + 0.4\left(\frac{D_f}{B}\right)$$

La sustitución de la forma precedente y factores de profundidad en la ecuación (11.71) da

$$q_u = 5.14c_u\left(1 + \frac{0.195B}{L}\right)\left(1 + 0.4\frac{D_f}{B}\right) + q \tag{11.72}$$

Por consiguiente, la capacidad de carga última neta es

$$q_{\text{neta}(u)} = q_u - q = 5.14c_u\left(1 + \frac{0.195B}{L}\right)\left(1 + 0.4\frac{D_f}{B}\right) \tag{11.73}$$

Para $FS = 3$, la capacidad de carga admisible neta del suelo es entonces

$$q_{\text{adm(neta)}} = \frac{q_{\text{neta}(u)}}{FS} = 1.713c_u\left(1 + \frac{0.195B}{L}\right)\left(1 + 0.4\frac{D_f}{B}\right) \tag{11.74}$$

La capacidad de carga admisible neta para losas construidas sobre depósitos de suelo granular es adecuadamente determinada a partir de los números de resistencia por penetra-

ción estándar. De la ecuación (11.53), para cimentaciones superficiales, tenemos

$$q_{\text{adm(neta)}}\,(\text{kN/m}^2) = 11.98N_{\text{cor}}\left(\frac{3.28B+1}{3.28B}\right)^2 F_d\left(\frac{S_e}{25}\right)$$

donde N_{cor} = resistencia a la penetración estándar corregida
B = ancho (m)
$F_d = 1 + 0.33\,(D_f/B) \leq 1.33$
S_e = asentamiento (mm)

Cuando el ancho B es grande, la ecuación anterior es aproximada (suponiendo $3.28B + 1 \approx 3.28B$) como

$$\begin{aligned} q_{\text{adm(neta)}}(\text{kN/m}^2) &\approx 11.98N_{\text{cor}}F_d\left(\frac{S_e}{25}\right) \\ &= 11.98N_{\text{cor}}\left[1 + 0.33\left(\frac{D_f}{B}\right)\right]\left[\frac{S_e\,(\text{mm})}{25}\right] \\ &\leq 15.93N_{\text{cor}}\left[\frac{S_e\,(\text{mm})}{25}\right] \end{aligned} \tag{11.75}$$

Note que la ecuación (11.53) original era para un asentamiento de 25 mm, con un asentamiento diferencial de aproximadamente 19 mm. Sin embargo, los anchos de las losas de cimentación son mayores que los de las zapatas aisladas. La profundidad del incremento significativo del esfuerzo en el suelo debajo de una cimentación depende del ancho de ésta. Por consiguiente, para una losa de cimentación, la profundidad de la zona de influencia es probablemente mucho mayor que en la de una zapata aislada. Así entonces, las bolsas de suelo suelto bajo una losa están más uniformemente distribuidas, resultando un asentamiento diferencial menor. Por consiguiente, la hipótesis usual es que, para un asentamiento máximo de losa de 50 mm, el asentamiento diferencial será de 19 mm. Usando esta lógica y suponiendo en forma conservadora que F_d es igual a 1, aproximamos la ecuación (11.75) como

$$q_{\text{adm(neta)}}\,(\text{kN/m}^2) \approx 23.96N_{\text{cor}} \tag{11.76}$$

La presión neta aplicada sobre una cimentación (figura 11.24) se expresa como

$$q = \frac{Q}{A} - \gamma D_f \tag{11.77}$$

donde Q = peso muerto de la estructura y carga viva
A = área de la losa

Por consiguiente, en todos los casos, q debe ser menor que o igual a $q_{\text{adm(neta)}}$.

EJEMPLO 11.6

Determine la capacidad de carga última neta de una losa de cimentación que mide 13 m × 9 m y está apoyada sobre una arcilla saturada con $c_u = 94$ kN/m², $\phi = 0$ y $D_f = 2$ m.

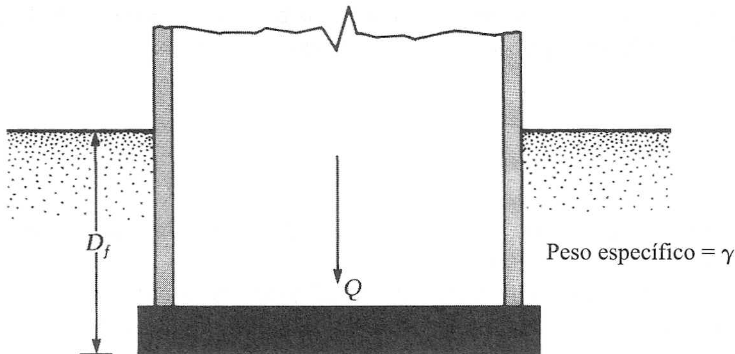


FIGURA 11.24 Definición de la presión neta sobre un suelo causada por una losa de cimentación.

Solución De la ecuación (11.73), tenemos

$$q_{\text{neta}(u)} = 5.14c_u \left[1 + \left(\frac{0.195B}{L}\right)\right]\left[1 + 0.4\left(\frac{D_f}{B}\right)\right]$$

$$= (5.14)(94)\left[1 + \left(\frac{0.195 + 9}{13}\right)\right]\left[1 + 0.4\left(\frac{2}{9}\right)\right]$$

$$= \mathbf{597\ kN/m^2}$$

■

EJEMPLO 11.7

¿Cuál es la capacidad admisible de carga última neta de una losa de cimentación con dimensiones de 13 m × 9 m construida sobre un depósito de arena? Aquí, $D_f = 2$ m, asentamiento admisible = 25 mm, y número de penetración promedio corregido $N_{\text{cor}} = 10$.

Solución De la ecuación (11.75), tenemos

$$q_{\text{adm(neta)}} = 11.98N_{\text{cor}}\left[1 + 0.33\left(\frac{D_f}{B}\right)\right]\left[\frac{S_e}{25}\right] \leq 15.93N_{\text{cor}}\left[\frac{S_e}{25}\right]$$

$$= (11.98)(10)\left[1 + \frac{(0.33)(2)}{9}\right]\left(\frac{25}{25}\right) \approx \mathbf{128.6\ kN/m^2}$$

■

11.17 *Cimentaciones compensadas*

El asentamiento de una losa de cimentación se reduce disminuyendo el incremento de presión neta sobre el suelo e incrementando la profundidad de empotramiento, D_f. Este aumento es particularmente importante para losas sobre arcillas blandas, donde se esperan grandes asentamientos por consolidación. De la ecuación (11.77), la presión neta promedio aplicada sobre el suelo es

$$q = \frac{Q}{A} - \gamma D_f$$

Para un incremento cero de la presión neta del suelo sobre el suelo debajo de una losa de cimentación, q debe ser 0. Entonces,

$$D_f = \frac{A}{A\gamma} \tag{11.78}$$

A esta relación para D_f se le llama profundidad de empotramiento de una *cimentación totalmente compensada.*

El factor de seguridad contra falla por capacidad de carga para cimentaciones parcialmente compensadas (es decir, $D_f < Q/A\gamma$) se da como

$$FS = \frac{q_{\text{neta}(u)}}{q} = \frac{q_{\text{neta}(u)}}{\frac{Q}{A} - \gamma D_f} \tag{11.79}$$

Para arcillas saturadas, el factor de seguridad contra falla por capacidad de carga entonces se obtiene sustituyendo la ecuación (11.73) en la ecuación (11.79):

$$FS = \frac{5.14c_u\left(1 + \frac{0.195B}{L}\right)\left(1 + 0.4\frac{D_f}{B}\right)}{\frac{Q}{A} - \gamma D_f} \tag{11.80}$$

EJEMPLO 11.8

Refiérase a la figura 11.24. La losa tiene dimensiones de 30 m × 40 m, y la carga viva y muerta sobre la losa es de 200 MN. La losa está colocada sobre un estrato de arcilla blanda con peso específico de 18.8 kN/m³. Encuentre D_f para una cimentación completamente compensada.

Solución De la ecuación (11.78), tenemos

$$D_f = \frac{Q}{A\gamma} = \frac{200 \times 10^3\ \text{kN}}{(30 \times 40)(18.8)} = \mathbf{8.87\ m}$$

■

EJEMPLO 11.9

Refiérase al ejemplo 11.8. Para la arcilla $c_u = 12.5$ kN/m². Si el factor requerido de seguridad contra falla por capacidad de carga es 3, determine la profundidad de la cimentación.

Solución De la ecuación (11.80), tenemos

$$FS = \frac{5.14c_u\left(1 + \frac{0.195B}{L}\right)\left(1 + 0.4\frac{D_f}{B}\right)}{\frac{Q}{A} - \gamma D_f}$$

Aquí, $FS = 3$, $c_u = 12.5$ kN/m², $B/L = 30/40 = 0.75$ y $Q/A = (200 \times 10^3)/(30 \times 40) = 166.67$ kN/m². Sustituyendo estos valores en la ecuación (11.80) resulta

$$3 = \frac{(5.14)(12.5)[1 + (0.195)(0.75)]\left[1 + 0.4\left(\frac{D_f}{30}\right)\right]}{166.67 - (18.8)D_f}$$

$$500.01 - 56.4D_f = 73.65 + 0.982D_f$$

$$426.36 = 57.382D_f$$

o

$$D_f \approx \mathbf{7.5\ m}$$

■

EJEMPLO 11.10

Considere la losa de cimentación de 27 m × 37 m en planta, que se muestra en la figura 11.25. La carga muerta y la carga viva total sobre la losa es de 200 MN. Estime el asentamiento por consolidación en el centro de la cimentación.

Solución Para $Q = 200$ MN, la carga por área unitaria es

$$q = \frac{Q}{A} - \gamma D_f = \frac{200 \times 10^3}{27 \times 37} - (15.7)(2) \approx 168.8 \text{ kN/m}^2$$

Del capítulo 6, sabemos que el incremento de la presión promedio sobre el estrato de arcilla debajo del centro de la cimentación es

$$\Delta\sigma_{av} = \frac{1}{6}(\Delta\sigma_t + 4\,\Delta\sigma_m + \Delta\sigma_b)$$

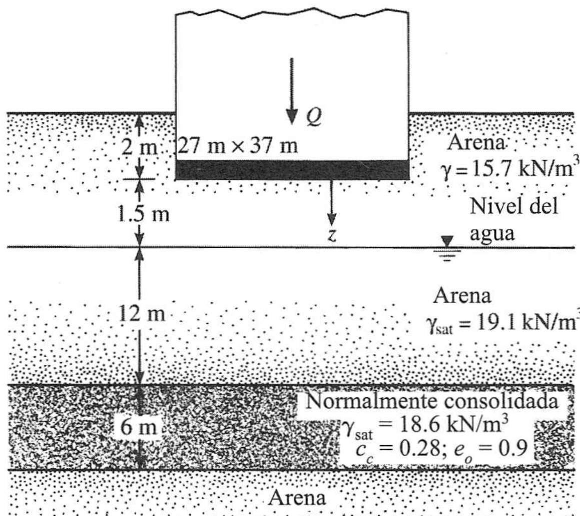


FIGURA 11.25

Refiérase a la figura 5.21 para encontrar los valores de $\Delta\sigma_t$, $\Delta\sigma_m$ y $\Delta\sigma_b$. En la *parte superior del estrato de arcilla,*

$$\frac{z}{B} = \frac{13.5}{27} = 0.5$$

$$\frac{L}{B} = \frac{37}{27} = 1.37$$

Entonces, para $z/B = 0.5$ y $L/B = 1.37$, tenemos

$$\frac{\Delta\sigma_t}{q} = 0.75 \quad \text{y} \quad \Delta\sigma_t = (0.75)(168.8) = 126.6 \text{ kN/m}^2$$

Similarmente, para el *estrato medio de arcilla,*

$$\frac{z}{B} = \frac{16.5}{27} = 0.61$$

$$\frac{L}{B} = 1.37$$

Entonces $\Delta\sigma_m/q = 0.66$ y $\Delta\sigma_m = 114.4$ kN/m^2. En el *fondo del estrato de arcilla,*

$$\frac{z}{B} = \frac{19.5}{27} = 0.72$$

$$\frac{L}{B} = 1.37$$

Entonces, $\Delta\sigma_b/q = 0.58$ y $\Delta\sigma_b = 97.9$ kN/m^2. Por consiguiente,

$$\Delta\sigma_{av} = \frac{1}{6}[126.6 + (4)(114.4) + 97.9] = 113.7 \text{ kN/m}^2$$

De la ecuación (6.14), el asentamiento por consolidación es

$$S = \frac{C_c H_c}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'_{av}}{\sigma'_o}$$

$$\sigma'_o = (3.5)(15.7) + (12)(19.1 - 9.81) + \frac{6}{2}(18.6 - 9.81) \approx 192.8 \text{ kN/m}^2$$

$$S = \frac{(0.28)(6)}{1.9} \log\left(\frac{192.8 + 113.7}{192.8}\right) = 0.178 \text{ m} = \mathbf{178 \text{ mm}}$$

■

Problemas

11.1 Una cimentación continua tiene 1.5 m de ancho. Las condiciones de diseño son $D_f = 1.1$ m, $\gamma = 17.2$ kN/m^3, $\phi = 26°$ y $c = 28$ kN/m^2. Determine la capacidad de carga total vertical admisible ($FS = 4$).

11.2 Una cimentación cuadrada de una columna es de 2 m × 2 m en planta. Las condiciones de diseño son $D_f = 1.5$ m, $\gamma = 15.9$ kN/m³, $\phi = 34°$ y $c = 0$. Determine la carga total vertical admisible que la columna puede soportar ($FS = 3$).

11.3 Para la cimentación dada en el problema 11.2, ¿cuál será la capacidad total de carga admisible si la carga está inclinada 10° respecto a la vertical?

11.4 Una cimentación cuadrada ($B \times B$) tiene que ser construida como muestra la figura 11.26. Suponga que $\gamma = 16.5$ kN/m³, $\gamma_{sat} = 18.6$ kN/m³, $D_f = 1.2$ m y $D_1 = 0.6$ m. La carga total admisible Q_{adm} con $FS = 3$ es de 670 kN. Los valores N_F de la resistencia por penetración estándar en campo se dan en la siguiente tabla.

Profundidad (m)	N_F
1.5	4
3.0	6
4.5	6
6.0	10
7.5	5

Determine el tamaño de la zapata.

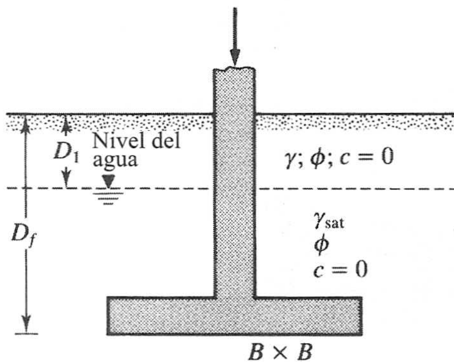


FIGURA 11.26

11.5 Una cimentación para columna tiene 4 m × 2 m en planta. Para $D_f = 1.4$ m, $c = 153$ kN/m², $\phi = 0$ y $\gamma = 18.4$ kN/m³, ¿cuál es la carga neta última que la columna puede soportar?

11.6 Una zapata cuadrada de $B \times B$ en planta tiene $D_f = 0.9$ m, carga total vertical admisible $Q_{adm} = 667$ kN, $\gamma = 18.1$ kN/m³, $\phi = 40°$, $c = 0$ y $FS = 3$. Determine el tamaño de la zapata.

11.7 En la figura 11.27 se muestra una zapata cuadrada. Use un FS de 6 y determine el tamaño de la zapata.

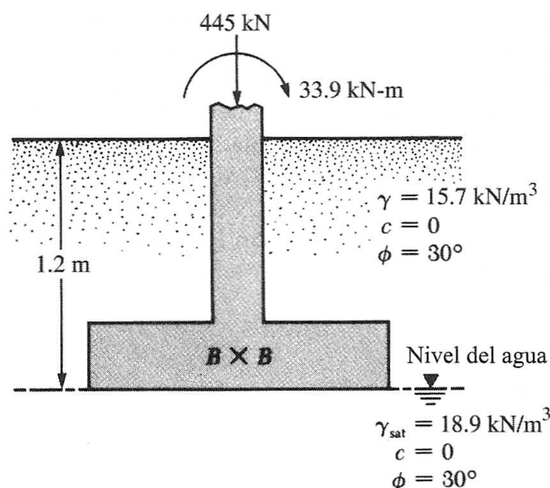


FIGURA 11.27

11.8 En la figura 11.28 se muestra una cimentación cargada excéntricamente. Use un *FS* de 4 y determine la carga admisible máxima que la cimentación puede soportar.

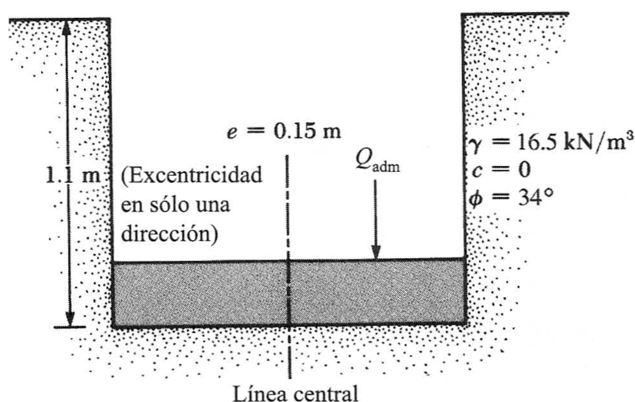


FIGURA 11.28

11.9 En la figura 11.29 se muestra una cimentación cargada excéntricamente. Determine la carga última Q_u que la cimentación puede soportar.

11.10 Refiérase a la figura 11.8 para una cimentación con una excentricidad en dos direcciones. Las condiciones del suelo son $\gamma = 18$ kN/m^3, $\phi = 35°$ y $c = 0$. Los criterios de diseño son $D_f = 1$ m, $B = 1.5$ m, $L = 2$ m, $e_B = 0.3$ m y $e_L = 0.364$ m. Determine la carga última total que la cimentación puede soportar.

11.11 Resuelva el problema 11.10 con $e_L = 0.4$ m y $e_B = 0.19$ m.

11.12 Refiérase a la figura 11.16. Una cimentación que tiene 3 m $\times$ 2 m en planta descan-

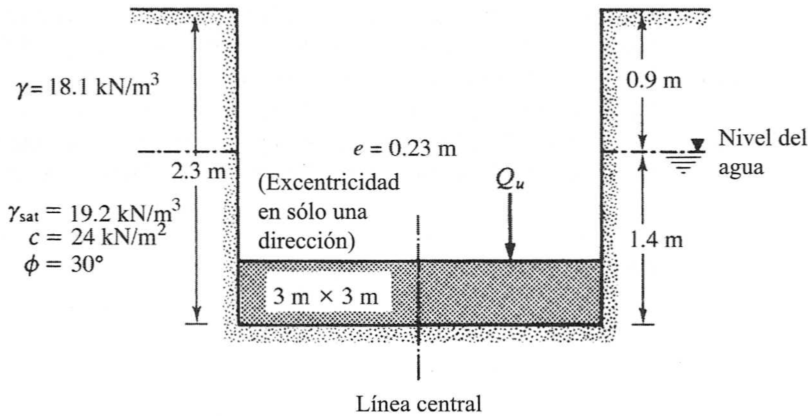


FIGURA 11.29

sa sobre un depósito de arena. La carga neta por área unitaria al nivel de la cimentación, q_o, es de 153 kN/m². Para la arena, $\mu_s = 0.3$, $E_s = 22$ MN/m², $D_f = 0.9$ m y $H = 12$ m. Suponga que la cimentación es rígida y determine el asentamiento elástico que la cimentación experimentará. Use la ecuación (11.43).

11.13 Resuelva el problema 11.12 para una cimentación de 1.8 m × 1.8 m con los siguientes datos: $q_o = 190$ kN/m², $D_f = 1$ m, $H = 8$ m, $\mu_s = 0.35$, $E_s = 16{,}500$ kN/m² y $\gamma = 16.5$ kN/m³.

11.14 En la figura 11.30 se muestra una cimentación cuadrada para una columna.

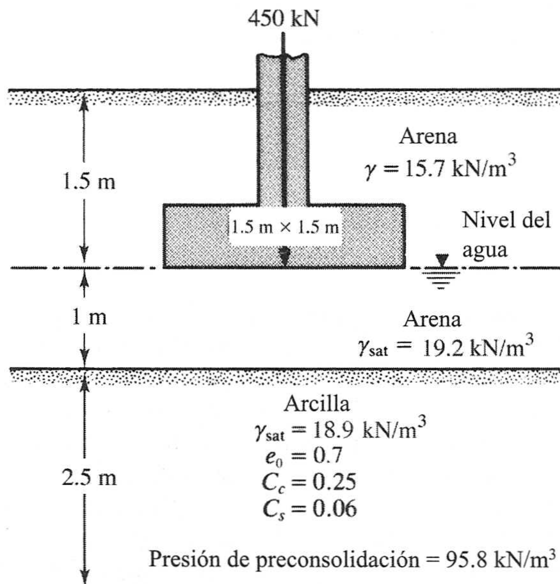


FIGURA 11.30

Determine el incremento promedio de presión en el estrato de arcilla debajo del centro de la cimentación. Use las ecuaciones (6.43) y (6.44).

11.15 Estime el asentamiento por consolidación del estrato de arcilla mostrado en la figura 11.30 a partir de los resultados del problema 11.14.

11.16 Dos pruebas de placa de carga con placas cuadradas se efectuaron en el campo. Para un asentamiento de 25 mm, los resultados fueron los dados en la siguiente tabla.

Ancho de placa (mm)	Carga (kN)
305	35.9
610	114.8

¿Qué tamaño de zapata cuadrada se requiere para soportar una carga neta de 1050 kN con un asentamiento de 25 mm?

11.17 Una losa de cimentación que mide 14 m × 9 m tiene que ser construida sobre una arcilla saturada. Para la arcilla, $c_u = 93$ kN/m^2 y $\phi = 0$. La profundidad D_f para la losa es de 2 m. Determine la capacidad de carga neta última.

11.18 Resuelva el problema 11.17 con los siguientes datos:

- Losa de cimentación: $B = 10$ m, $L = 20$ m y $D_f = 3$ m
- Arcilla: $\phi = 0$ y $c_u = 100$ kN/m^2

11.19 La tabla da los resultados de una prueba de penetración estándar en el campo (suelo arenoso):

Profundidad (m)	Valor de campo de N_F
2	8
4	10
6	12
8	9
10	14

Estime la capacidad de carga neta admisible de una losa de cimentación de 6 m × 5 m en planta. Aquí, $D_f = 1.5$ m y asentamiento admisible = 50 mm. Suponga que el peso específico del suelo $\gamma = 17.5$ kN/m^3.

11.20 Resuelva el problema 11.19 para un asentamiento admisible de 30 mm.

11.21 Considere una losa de cimentación con dimensiones de 18 m × 12 m. La carga combinada muerta y viva sobre la losa es de 44.5 MN. La losa se colocará sobre una arcilla con $c_u = 40.7$ kN/m^2 y $\gamma = 17.6$ kN/m^3. Encuentre la profundidad D_f de la losa para una cimentación totalmente compensada.

11.22 Para la losa en el problema 11.21, ¿cuál será la profundidad D_f de la losa para un $FS = 3$ contra falla por capacidad de carga?

11.23 Resuelva el problema 11.22 para una cohesión no drenada de la arcilla de 60 kN/m^2.

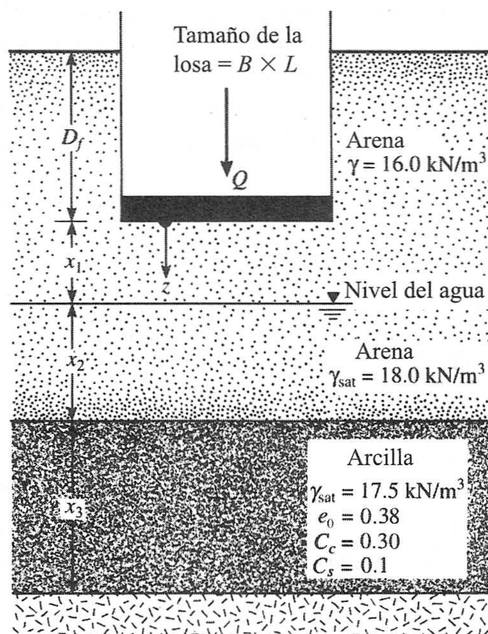


FIGURA 11.31

11.24 En la figura 11.31 se muestra una losa de cimentación. Las consideraciones de diseño son $L = 15$ m, $B = 7.5$ m, $D_f = 3$ m, $Q = 35$ MN, $x_1 = 2.5$ m, $x_2 = 2.75$ m, $x_3 = 4$ m y $\sigma'_c = 105$ kN/m². Calcule el asentamiento por consolidación bajo el centro de la losa.

Referencias

American Society for Testing and Materials (1997). *Annual Book of ASTM Standards,* Vol. 04.08 West Conshohocken, PA.

Bjerrum, L. (1963). "Allowable Settlement of Structures", *Proceedings,* European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Wiesbaden, Germany, Vol. III, 135-137.

Bowles, J. E. (1977). *Foundation Analysis and Design,* 2nd ed., McGraw-Hill, New York.

Burland, J. B., and Worth, C. P. (1974). "Allowable and Differential Settlement of Structures Including Damage and Soil-Structure Interaction." *Proceedings,* Conference on Settlement of Structures, Cambridge University, England, 611-654.

Caquot, A., and Kerisel, J. (1953). "Sur le terme de surface dans le calcul des fondations en milieu pulverulent", *Proceedings,* Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zürich, Vol. I, 336-337.

Christian, J. T., and Carrier, W. D. (1978). "Janbu, Bjerrum, and Kjaernsli's Chart Reinterpreted," *Canadian Geotechnical Journal,* Vol. 15, 124-128.

De Beer, E. E. (1970). "Experimental Determination of the Shape Factors and Bearing Capacity Factors of Sand", *Geotechnique,* Vol. 20, No. 4, 387-411.

Grant, R. J., Christian, J. T., and Vanmarcke, E. H. (1974). "Differential Settlement of Buildings", *Journal of the Geotechnical Engineering Division,* American Society of Civil Engineers, Vol. 100. No.GT9, 973-991.

Hanna, A. M., and Meyerhof, G. G. (1978). "Experimental Evaluation of Bearing Capacity of Footings Subjected to Inclined Loads", *Canadian Geotechnical Journal,* Vol. 18, No. 4, 599-603.

Hansen, J. B. (1970). "A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity", Danish Geotechnical Institute, *Bulletin 28,* Copenhagen.

Harr, M. E. (1966). *Fundamentals of Theoretical Soil Mechanics,* McGraw-Hill, New York.

Highter, W. H., and Anders, J. C. (1985). "Dimensioning Footings Subjected to Eccentric Loads," *Journal of Geotechnical Engineering,* American Society of Civil Engineers, Vol. III, No. GT5, 659-665.

Housel, W. S. (1929). "A Practical Method for the Selection of Foundations Based on Fundamental Research in Soil Mechanics," *Research Bulletin No. 13,* University of Michigan, Ann Arbor.

Janbu, N., Bjerrum, L., and Kjaernsli, B. (1956). "Veiledning ved losning av fundamenteringsoppgaver", *Publication No. 16,* Norwegian Geotechnical Institute, 30-32.

Meyerhof, G. G. (1953). "The Bearing Capacity of Foundations Under Eccentric and Inclined Loads", *Proceedings,* Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zürich, Vol. 1, 440-445.

Meyerhof, G. G. (1956). "Penetration Tests and Bearing Capacity of Cohesionless Soils," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division,* American Society of Civil Engineers, Vol. 82, No. SM1, 1-19.

Meyerhof, G. G. (1963). "Some Recent Research on the Bearing Capacity of Foundations," *Canadian Geotechnical Journal,* Vol. 1, No. 1, 16-26.

Meyerhof, G. G. (1965). "Shallow Foundations", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division,* ASCE, Vol. 91, No. SM2, 21-31.

Mitchell, J. K., and Gardner, W. S. (1975). "*In Situ* Measurement of Volume Change Characteristics", *Proceedings,* Speciaty Conference, American Society of Civil Engineers, Vol. 2, 279-345.

Polshin, D. E., and Tokar, R. A. (1957). "Maximum Allowable Nonuniform Settlement fo Structures", *Proceedings,* Fourth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London, Vol. 1, 402-405.

Prandtl, L. (1921). "Über die Eindringungsfestingkeit (Härte) plastischer Baustoffe und die Festigkeit von Schneiden", *Zeitschrift für angewandte Mathematik und Mechanik,* Vol. 1, No. 1, 15-20.

Reissner, H. (1924). "Zum Erddruckproblem", *Proceedings,* First International Congress of Applied Mechanics, Delft, 295-311.

Schmertmann, J. H. (1970). "Static Cone to Compute Settlement Over Sand", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division,* American Society of Civil Engineers, Vol. 96, No. SM3, 1011-1043.

Terzaghi, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics,* Wiley, New York.

Terzaghi, K., and Peck, R. B. (1967). *Soil Mechanics in Engineering Practice,* 2nd ed., Wiley, New York.

Vesic, A. S. (1963). "Bearing Capacity of Deep Foundations in Sand", *Highway Research Record No. 39,* National Academy of Sciences, 112-153.

Vesic, A. S. (1973). "Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations", *Journal of the*

Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 99, No. SM1, 45-73.

Wahls, H. E. (1981). "Tolerable Settlement of Buildings", *Journal of the Geotechnical Engineering Division,* American Society of Civil Engineers, Vol. 107, No. GT11, 1489-1504.

Referencias suplementarias para estudio adicional

Adams, M. T., and Collin, J. G. (1997). "Large Model Spead Footing Load Tests on Geosynthetic Reinforced Soil Foundations," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering,* American Society of Civil Engineers, Vol. 123, No. 1, 66-72.

American Concrete Institute Committee 336 (1988). "Suggested Desing Procedures for Combined Footings and Mats", *Journal of the American Concrete Institute,* Vol. 63, No. 10, 1041-1077.

Kumbhojkar, A. S. (1993). "Numerical Evaluation of Terzaghi's N_γ," *Journal of Geotechnical Engineering,* American Society of Civil Engineers, Vol. 119, No. 3, 598-607.

Meyerhof, G. G. (1974). "Ultimate Bearing Capacity of Footings on Sand Layer Overling Clay", *Canadian Geotechnical Journal,* Vol. 11, No. 2, 224-229.

Meyerhof, G. G., and Hanna, A. M. (1978). "Ultimate Bearing Capacity of Foundations on Layered Soil Under Inclined Load," *Canadian Geotechnical Journal,* Vol. 15, No. 4, 565-572.

Omar, M. T., Das, B. M., Yen, S. C., Puri, V. K., and Cook, E. E. (1993a). "Ultimate Bearing Capacity of Rectangular Foundations on Geogrid-Reinforced Sand," *Geotechnical Testing Journal,* American Society for Testing and Materials, Vol. 16, No. 2, 246-252.

Omar, M. T., Das, B. M., Yen, S. C., Puri, V. K., and Cook, E. E. (1993b). "Shallow Foundations on Geogrid-Reinforced Sand", *Transportation Research Record No. 1414,* National Academy of Sciences, National Research Council, 59-64.

Richards, R., Jr., Elms, D. G., and Budhu, M. (1993). "Seismic Bearing Capacity and Settlement of Foundations", *Journal of Geotechnical Engineering,* American Society of Civil Engineers, Vol. 119, No. 4, 662-674.

12

Muros de retención y cortes apuntalados

Los principios generales de la presión lateral de tierra fueron presentados en el capítulo 9, y extenderemos su análisis y diseño de estructuras para la retención de tierra como muros de retención y cortes apuntalados. Los *muros de retención* proporcionan soporte lateral permanente a *taludes verticales* o *casi verticales* de suelo. También, a veces, los trabajos de construcción requieren excavaciones del terreno con caras verticales o casi verticales, por ejemplo, sótanos de edificios en áreas urbanas desarrolladas o trabajos subterráneos de transporte a poca profundidad debajo de la superficie del terreno (tipo de construcción de excavar y rellenar). Las caras verticales de los cortes deben ser protegidas por *sistemas temporales de apuntalamiento* para evitar fallas que pueden ir acompañadas de asentamientos considerables o fallas por capacidad de carga de cimentaciones cercanas. Esos cortes se llaman *cortes apuntalados*. Este capítulo se divide en dos partes; la primera trata del análisis de muros de retención y la segunda presenta el análisis de los cortes apuntalados.

MUROS DE RETENCIÓN

12.1 Muros de retención. Generalidades

Los muros de retención son usados comúnmente en proyectos de construcción y se agrupan en cuatro clasificaciones:

1. Muros de retención de gravedad
2. Muros de retención de semigravedad
3. Muros de retención en voladizo
4. Muros de retención con contrafuertes

Los *muros de retención de gravedad* (figura 12.1a) se construyen con concreto simple o mampostería de piedra, ellos dependen de su propio peso y del suelo que descansa sobre la mampostería para su estabilidad. Este tipo de construcción no es económica para muros altos.

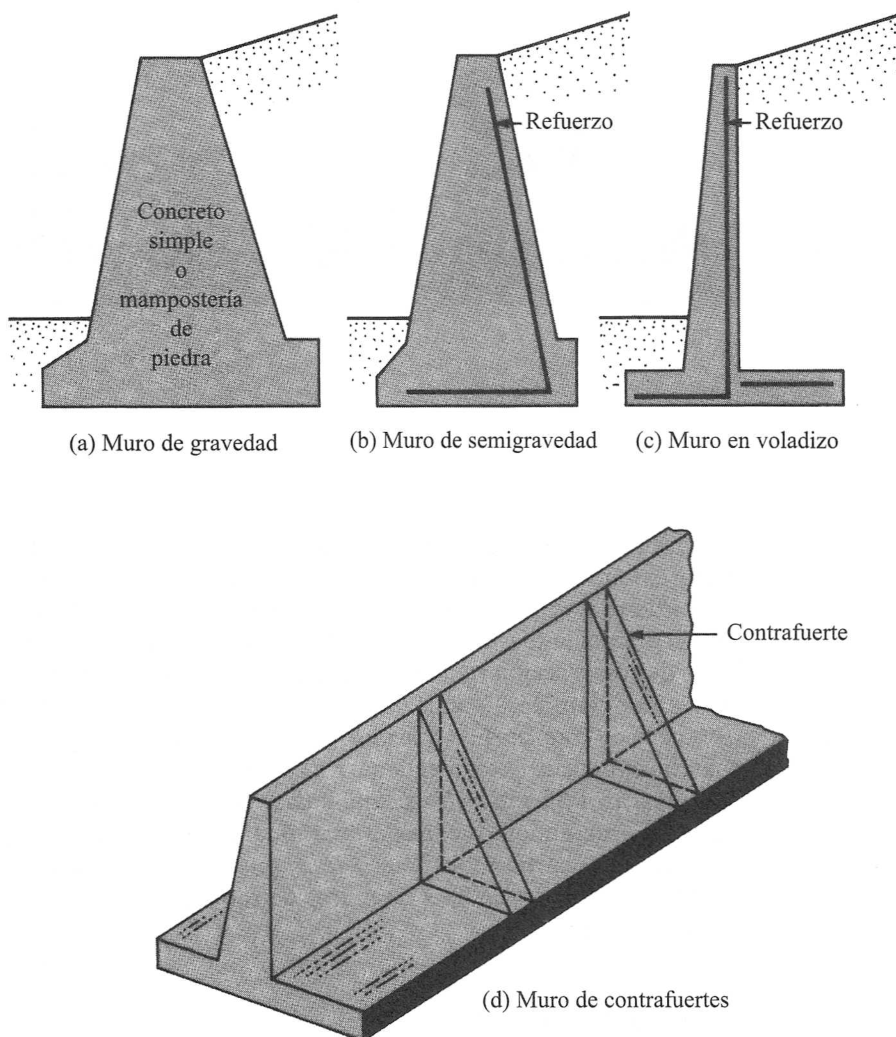


FIGURA 12.1 Tipos de muros de retención.

En muchos casos, una pequeña cantidad de acero se usa para la construcción de los muros de gravedad, minimizando así el tamaño de las secciones de los muros, y se conocen generalmente como *muros de retención de semigravedad* (figura 12.1b).

Los *muros de retención en voladizo* (figura 12.1d) se construyen de concreto reforzado y consisten en un tallo delgado y una losa de base; son económicos hasta una altura de aproximadamente 8 m.

Los *muros de retención con contrafuertes* (figura 12.1d) son similares a los muros en voladizo. Sin embargo, a intervalos regulares tienen losas verticales delgadas de concreto conocidas como *contrafuertes* que unen entre sí el muro con la losa de la base. El propósito de los contrafuertes es reducir las fuerzas cortantes y los momentos flexionantes.

Para diseñar apropiadamente los muros de retención, un ingeniero debe conocer los parámetros básicos del suelo, es decir, el *peso específico,* el *ángulo de fricción* y la *cohesión* del suelo retenido detrás del muro y del suelo debajo de la losa de base. Conocer las propiedades del suelo detrás del muro permite al ingeniero determinar la distribución de la presión lateral que tiene que ser considerada en el diseño, el cual consta de dos etapas. Primero, conocida la presión lateral de la tierra, la estructura como un todo se verifica por *estabilidad,* incluida la revisión de las posibles *fallas por volteo, deslizamiento* y *capacidad de carga.* Segundo, cada componente de la estructura es revisada por *resistencia adecuada* y se determina el *refuerzo de acero* de cada componente.

12.2 Dimensionamiento de muros de retención

Al diseñar muros de retención, los ingenieros deben suponer algunas de las dimensiones, llamado esto *proporcionamiento,* para revisar las secciones de prueba por estabilidad. Si la revisión de la estabilidad no da buenos resultados, las secciones se cambian y vuelven

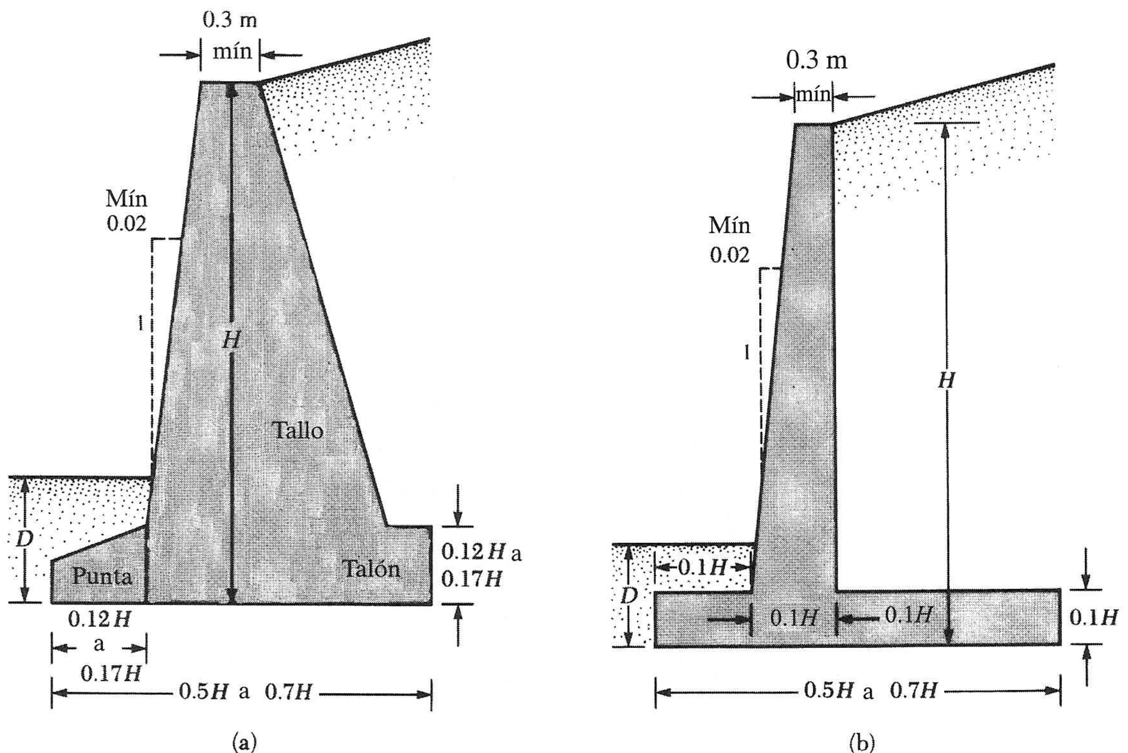


FIGURA 12.2 Dimensiones aproximadas para varias componentes de un muro de retención para revisiones iniciales de estabilidad: (a) muro de gravedad; (b) muro en voladizo. [*Nota:* la dimensión mínima de D es 0.6 m.]

a revisarse. La figura 12.2 muestra las proporciones generales de varios muros de retención que se usan para revisiones iniciales.

Note que la parte superior del tallo de cualquier muro de retención no debe ser menor que aproximadamente 0.3 m de ancho para el colado apropiado del concreto. La profundidad D al fondo de la losa de base debe ser un mínimo de 0.6 m. Sin embargo, el fondo de la losa de base debe situarse por debajo de la línea de congelamiento estacional.

Para muros de retención con contrafuertes, la proporción general del tallo y la losa de base es la misma que para muros en voladizo. Sin embargo, las losas de los contrafuertes deben ser de aproximadamente 0.3 m de espesor y estar espaciadas a distancias centro a centro de $0.3H$ a $0.7H$.

12.3 Aplicación de las teorías de la presión lateral de tierra. Teorías de diseño

El capítulo 9 presentó las teorías fundamentales para calcular la presión lateral de tierra; para usarlas en el diseño, el ingeniero debe hacer varias consideraciones sencillas. En el caso de los muros en voladizo usando la teoría de la presión de tierra de Rankine para revisiones de estabilidad, implica dibujar una línea vertical AB a través del punto A, como muestra la figura 12.3a (localizado en el borde del talón de la losa de base). Se

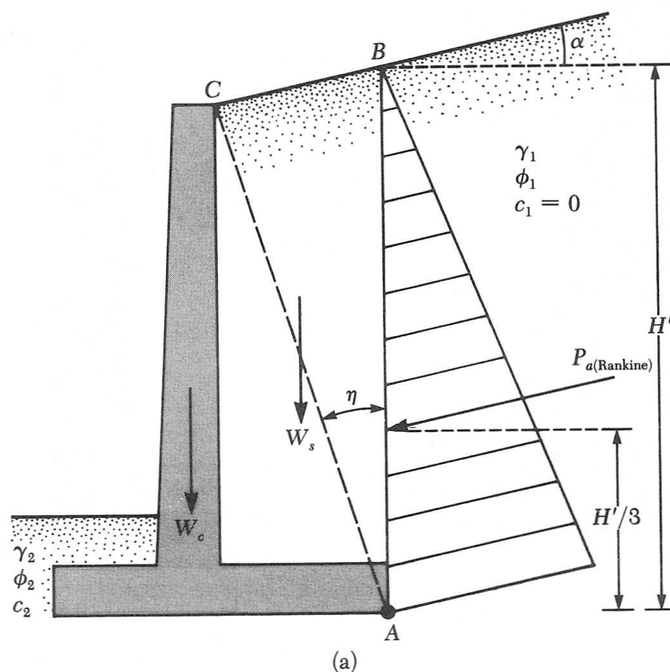
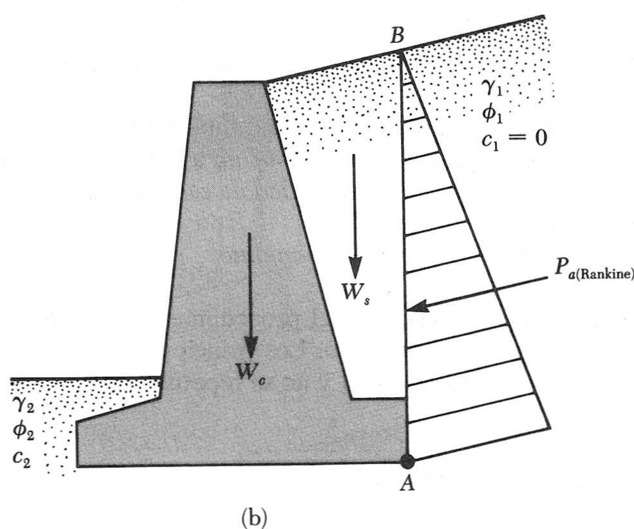
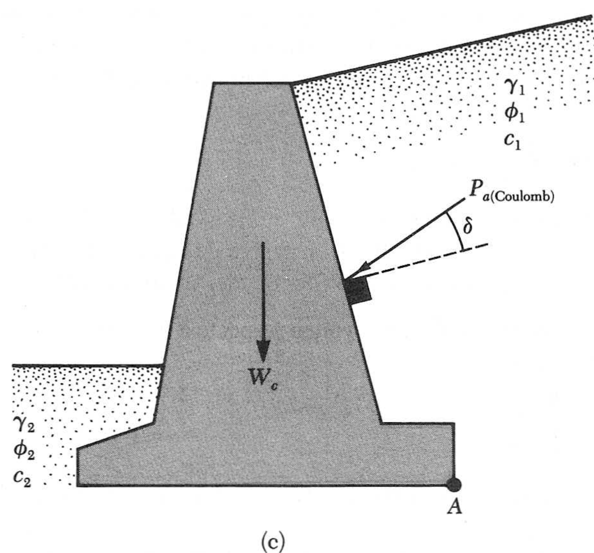


FIGURA 12.3 Hipótesis para la determinación de la presión lateral de tierra: (a) muro en voladizo; (b) y (c) muro de gravedad.

supone que existe la condición activa de Rankine a lo largo del plano vertical AB. Las ecuaciones de la presión activa de tierra de Rankine entonces se usan para calcular la presión lateral sobre la cara AB. En el análisis de la estabilidad del muro, la fuerza $P_{a(\text{Rankine})}$, el peso del suelo arriba del talón, W_s, y el peso del concreto, W_c, deben tomarse en consideración. La hipótesis del desarrollo de la presión activa de Rankine a lo largo de la cara AB del suelo es teóricamente correcta si la zona de cortante limitada por la línea AC



(b)



(c)

FIGURA 12.3 (Continuación.)

no es obstruida por el tallo del muro. El ángulo, η, que la línea AC forma con la vertical es

$$\eta = 45 + \frac{\alpha}{2} - \frac{\phi_1}{2} - \operatorname{sen}^{-1}\left(\frac{\operatorname{sen}\alpha}{\operatorname{sen}\phi_1}\right) \tag{12.1}$$

Para muros de gravedad se usa un tipo similar de análisis como se muestra en la figura 12.3b. Sin embargo, la teoría de Coulomb también puede usarse, como muestra la figura 12.3c. Si se usa la *teoría de la presión activa de Coulomb,* las únicas fuerzas por considerar son $P_{a(\text{Coulomb})}$ y el peso del muro, W_c.

En el caso de muros de retención ordinarios, no se encuentran problemas de nivel de agua ni de presión hidrostática. Siempre se proporcionan dispositivos para el drenaje de los suelos retenidos.

Para revisar la estabilidad de un muro de retención, se toman los siguientes pasos:

1. Revisión por *volteo* respecto a la punta del muro.
2. Revisión de la *falla por deslizamiento* a lo largo de su base.
3. Revisión de la *falla por capacidad de carga* de la base.
4. Revisión por *asentamiento.*
5. Revisión por *estabilidad del conjunto.*

Las siguientes secciones describen el procedimiento para revisar las fallas por volteo, deslizamiento y capacidad de carga. Los principios para la revisión del asentamiento fueron vistos en los capítulos 6 y 11 y no se repetirán aquí.

12.4 Revisión del volcamiento

La figura 12.4 muestra las fuerzas que actúan sobre un voladizo y un muro de retención de gravedad, con base en la hipótesis de que la presión activa de Rankine está actuando a lo largo de un plano vertical AB trazado a través del talón. P_p es la presión pasiva de Rankine; recuerde que su magnitud es [de la ecuación (9.42) con $\gamma = \gamma_2$, $c = c_2$ y $H = D$]

$$P_p = \frac{1}{2}K_p\gamma_2 D^2 + 2c_2\sqrt{K_p}D \tag{12.2}$$

donde γ_2 = peso específico del suelo frente al talón y bajo la losa de base
K_p = coeficiente de la presión pasiva de tierra de Rankine = $\tan^2(45 + \phi_2/2)$
c_2, ϕ_2 = cohesión y ángulo de fricción del suelo, respectivamente

El factor de seguriddad contra volteo respecto a la punta, es decir, al punto C en la figura 12.4, se expresa como

$$FS_{(\text{volteo})} = \frac{\sum M_R}{\sum M_O} \tag{12.3}$$

donde $\sum M_O$ = suma de los momentos de las fuerzas que tienden a volcar la estructura respecto al punto C
$\sum M_R$ = suma de los momentos de las fuerzas que tienden a resistir el volteo respecto al punto C

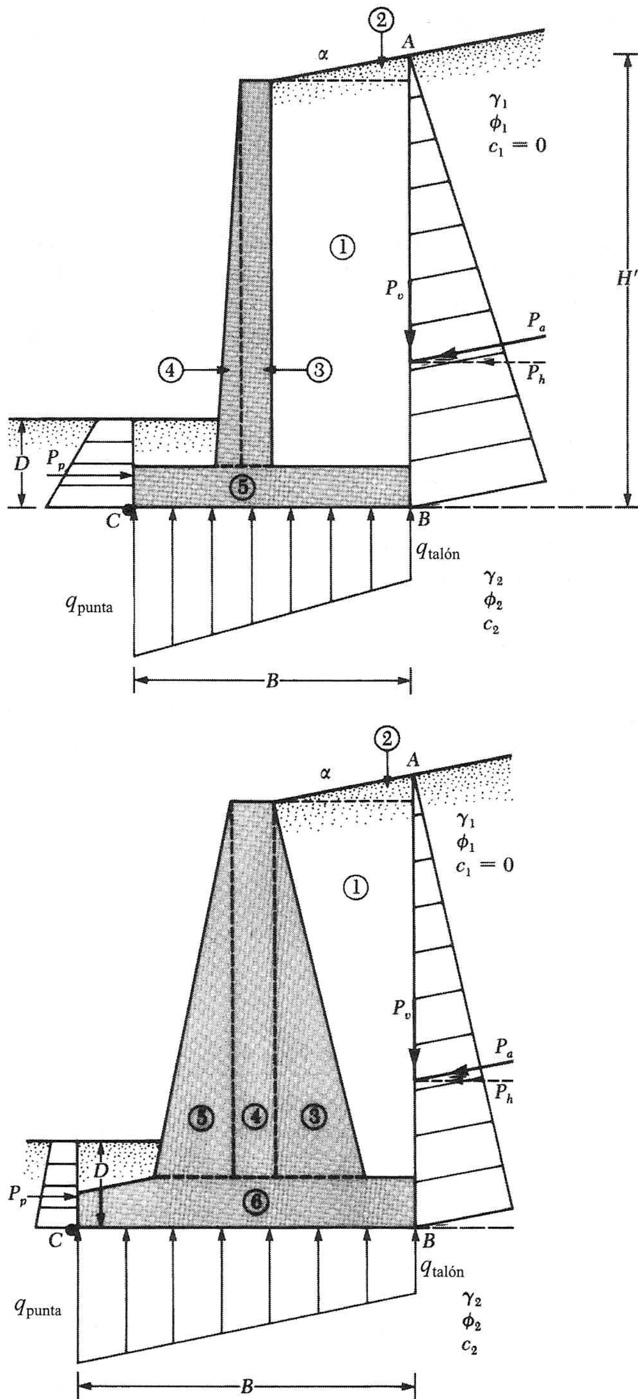


FIGURA 12.4 Revisión por volteo; suponiendo que la presión de Rankine es válida.

El momento de volteo es

$$\sum M_o = P_h \left(\frac{H'}{3}\right) \tag{12.4}$$

donde $P_h = P_a \cos \alpha$.

Al calcular el momento resistente, $\sum M_R$ (despreciando P_p), elaboramos una tabla como la 12.1. El peso del suelo arriba del talón y el peso del concreto (o mampostería) son fuerzas que contribuyen al momento resistente. Note que la fuerza P_v también contribuye al momento resistente. P_v es la componente vertical de la fuerza activa P_a, o

$$P_v = P_a \operatorname{sen}\alpha \tag{12.5}$$

El momento de la fuerza P_v respecto a C es

$$M_v = P_v B = P_a \operatorname{sen}\alpha B \tag{12.6}$$

donde B = ancho de la losa de base.

Una vez conocido $\sum M_R$, el factor de seguridad se calcula como

$$FS_{(\text{volteo})} = \frac{M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5 + M_6 + M_v}{P_a \cos\alpha (H'/3)} \tag{12.7}$$

El valor usual deseable mínimo del factor de seguridad con respecto a volteo es de 1.5 a 2.

Algunos ingenieros prefieren determinar el factor de seguridad contra volteo con

$$FS_{(\text{volteo})} = \frac{M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5 + M_6}{P_a \cos\alpha (H'/3) - M_v} \tag{12.8}$$

Tabla 12.1 Procedimiento para el cálculo de $\sum M_R$.

Sección (1)	Área (2)	Peso/longitud unitaria de muro (3)	Brazo de momento medido C (4)	Momento respecto a C (5)
1	A_1	$W_1 = \gamma_1 \times A_1$	X_1	M_1
2	A_2	$W_2 = \gamma_2 \times A_2$	X_2	M_2
3	A_3	$W_3 = \gamma_c \times A_3$	X_3	M_3
4	A_4	$W_4 = \gamma_c \times A_4$	X_4	M_4
5	A_5	$W_5 = \gamma_c \times A_5$	X_5	M_5
6	A_6	$W_6 = \gamma_c \times A_6$	X_6	M_6
		P_v	B	M_v
		$\sum V$		$\sum M_R$

Nota: γ_1 = peso específico del relleno
γ_c = peso específico del concreto

12.5 Revisión por deslizamiento a lo largo de la base

El factor de seguridad contra deslizamiento se expresa por la ecuación

$$FS_{(\text{deslizamiento})} = \frac{\sum F_{R'}}{\sum F_d} \tag{12.9}$$

donde $\sum F_R'$ = suma de las fuerzas resistentes horizontales
$\sum F_d$ = suma de las fuerzas actuantes horizontales

La figura 12.5 indica que la resistencia cortante del suelo debajo de la losa de base se representa como

$$\tau_f = \sigma' \tan \phi_2 + c_2$$

La fuerza resistente máxima que se obtiene del suelo por unidad de longitud del muro a lo largo del fondo de la losa de base es

$$R' = \tau_f (\text{área de la sección transversal}) = s(B \times 1) = B\sigma' \tan \phi_2 + Bc_2$$

Sin embargo,

$$B\sigma' = \text{suma de la fuerza vertical} = \Sigma V \text{ (véase la tabla 12.1)}$$

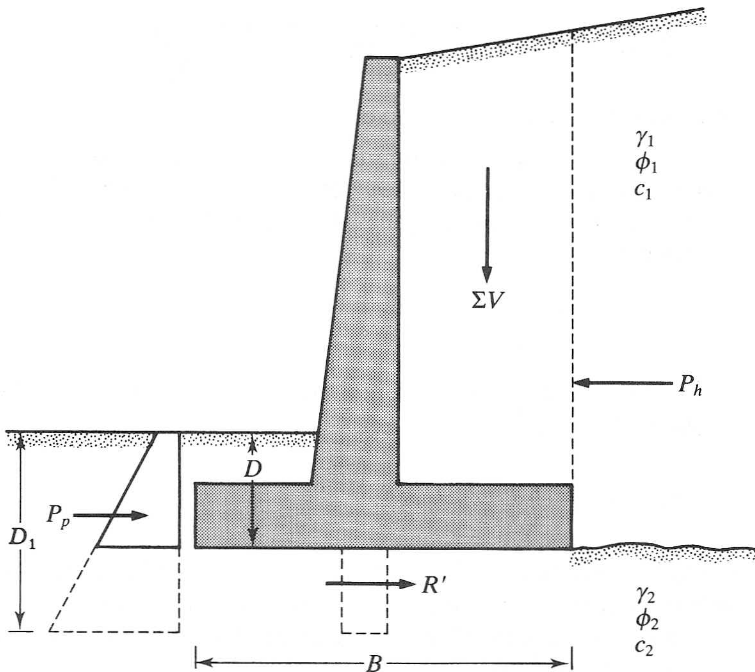


FIGURA 12.5 Revisión por deslizamiento a lo largo de la base.

por lo que

$$R' = (\Sigma V) \tan \phi_2 + Bc_2$$

La figura 12.5 muestra que la fuerza pasiva, P_p, es también una fuerza resistente horizontal. La expresión para P_p está dada en la ecuación (12.2). Por consiguiente,

$$\Sigma F_{R'} = (\Sigma V) \tan \phi_2 + Bc_2 + P_p \tag{12.10}$$

La única fuerza horizontal que tenderá a causar que el muro se deslice (*fuerza actuante*) es la componente horizontal de la fuerza activa P_a, por lo que

$$\Sigma F_d = P_a \cos \alpha \tag{12.11}$$

Combinando las ecuaciones (12.9), (12.10) y (12.11) resulta

$$FS_{(\text{deslizamiento})} = \frac{(\Sigma V) \tan \phi_2 + Bc_2 + P_p}{P_a \cos \alpha} \tag{12.12}$$

Un factor de seguridad mínimo de 1.5 se requiere generalmente contra deslizamiento.

En muchos casos, la fuerza pasiva, P_p, se ignora al calcular el factor de seguridad con respecto a deslizamiento. El ángulo de fricción, ϕ_2, es también reducido en varios casos por seguridad. El ángulo de fricción del suelo reducido llega a ser del orden de un medio a dos tercios del ángulo ϕ_2. De manera similar, la cohesión c_2 se puede reduce al valor de $0.5c_2$ a $0.67c_2$. Entonces,

$$FS_{(\text{deslizamiento})} = \frac{(\Sigma V) \tan (k_1\phi_2) + Bk_2c_2 + P_p}{P_a \cos \alpha} \tag{12.13}$$

donde k_1 y k_2 están en el rango de $\frac{1}{2}$ a $\frac{2}{3}$.

En algunos casos ciertos muros no dan un factor de seguridad deseado de 1.5. Para incrementar su resistencia al deslizamiento se usa un dentellón de base. Los dentellones de base están ilustrados por líneas de rayas en la figura 12.5. La fuerza pasiva en la punta *sin el dentellón* es

$$Pp = \frac{1}{2}\gamma_2 D^2 K_p + 2c_2 D\sqrt{K_p}$$

Sin embargo, si se incluye un dentellón, la fuerza pasiva por unidad de longitud del muro es (*nota:* $D = D_1$)

$$P_p = \frac{1}{2}\gamma_2 D_1^2 K_p + 2c_2 D_1\sqrt{K_p}$$

donde $K_p = \tan^2(45 + \phi_2/2)$. Como $D_1 > D$, un dentellón ayudará obviamente a incrementar la resistencia pasiva en la punta y por tanto el factor de seguridad contra deslizamiento. Usualmente, el dentellón de base se construye debajo del tallo y parte del acero principal se lleva dentro del dentellón.

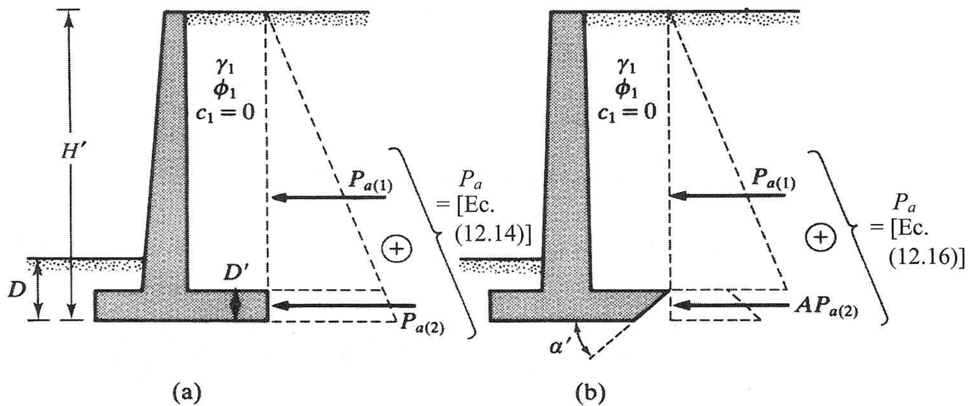
Otra manera de incrementar el valor de $FS_{(\text{deslizamiento})}$ es reducir el valor de P_a [ver la Ec.(12.13)]. Una posible manera de hacerlo así es usar el método desarrollado por El-

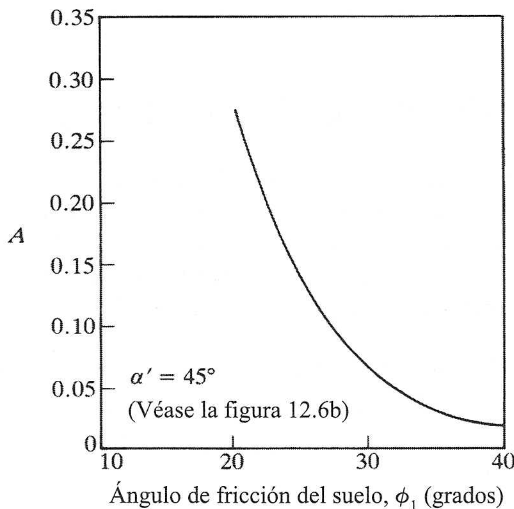
man y Terry (1988). El análisis aquí se limita al caso en que el muro de retención tiene un relleno granular horizontal (figura 12.6). En la figura 12.6a, la fuerza activa, P_a, es horizontal ($\alpha = 0$) por lo que

$$P_a \cos \alpha = P_h = P_a$$

y

$$P_a \operatorname{sen} \alpha = P_v = 0$$





(c)

FIGURA 12.6 (a) Muro de retención con talón vertical; (b) muro de retención con talón inclinado; (c) variación de A con ángulo de fricción del relleno [ecuación (12.16)] (con base en Elman y Terry, 1988).

Sin embargo,

$$P_a = P_{a(1)} + P_{a(2)} \tag{12.14}$$

La magnitud de $P_{a(2)}$ se reduce si el talón del muro de retención está inclinado como muestra la figura 12.6b. Para este caso

$$P_a = P_{a(1)} + AP_{a(2)} \tag{12.15}$$

La magnitud de A, como muestra la figura 12.6c, es válida para $\alpha' = 45°$. Sin embargo, note que en la figura 12.6a,

$$P_{a(1)} = \frac{1}{2}\gamma_1 K_a (H' - D')^2$$

y

$$P_a = \frac{1}{2}\gamma_1 K_a H'^2$$

Por consiguiente,

$$P_{a(2)} = \frac{1}{2}\gamma_1 K_a [H'^2 - (H' - D')^2]$$

Entonces, para el diagrama de presión activa mostrado en la figura 12.6b, tenemos

$$P_a = \frac{1}{2}\gamma_1 K_a (H' - D')^2 + \frac{A}{2}\gamma_1 K_a [H'^2 - (H' - D')^2] \tag{12.16}$$

El inclinar el talón de un muro de retención entonces es extremadamente conveniente en algunos casos.

12.6 Revisión de falla por capacidad de carga

La presión vertical transmitida al suelo por la losa de base del muro de retención debe revisarse contra la capacidad de carga última del suelo. La naturaleza de la variación de la presión transmitida por la losa de base al suelo se muestra en la figura 12.7. Note que q_{punta} y $q_{\text{talón}}$ son las presiones *máxima* y *mínima* que ocurren en los extremos de las secciones punta y talón, respectivamente. Las magnitudes de q_{punta} y $q_{\text{talón}}$ se determinan de la siguiente manera.

La suma de las fuerzas verticales que actúan sobre la losa de base es ΣV (véase la columna 3, tabla 12.1), y la fuerza horizontal es $P_a \cos \alpha$. Sea R la fuerza resultante, o

$$\overrightarrow{R} = \overrightarrow{\Sigma V} + \overrightarrow{(P_a \cos \alpha)} \tag{12.17}$$

El momento neto de esas fuerzas respecto al punto C (figura 12.7) es

$$M_{\text{neto}} = \Sigma M_R - \Sigma M_O \tag{12.18}$$

Los valores de ΣM_R y ΣM_O fueron ya antes determinados [véase la columna 5, tabla 12.1 y la ecuación (12.4)].

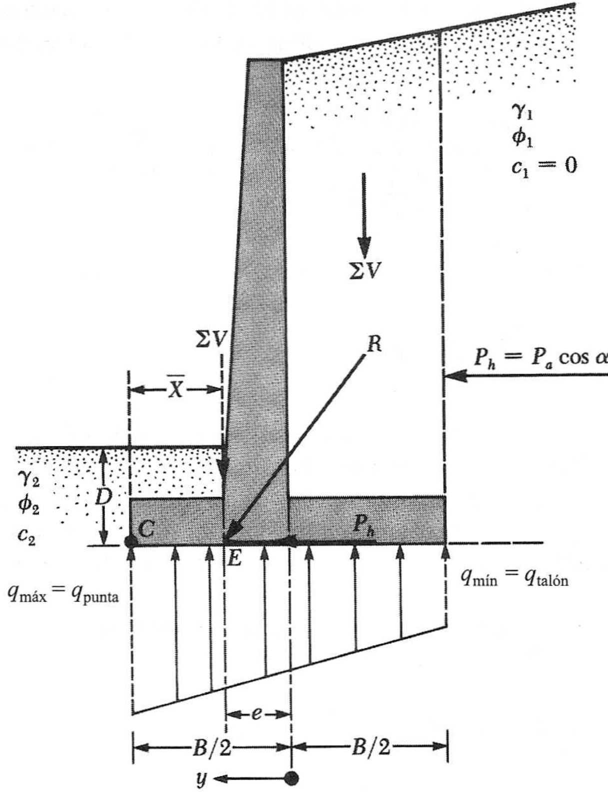


FIGURA 12.7 Revisión de falla por capacidad de carga.

Consideremos que la línea de acción de la resultante R interseca la losa de base en E, como muestra la figura 12.7. La distancia CE es entonces

$$\overline{CE} = \overline{X} = \frac{M_{\text{neto}}}{\Sigma V} \tag{12.19}$$

Por consiguiente, la excentricidad de la resultante, R, se expresa como

$$e = \frac{B}{2} - \overline{CE} \tag{12.20}$$

La distribución de presión bajo la losa de base se determina usando los simples principios de la mecánica de materiales:

$$q = \frac{\Sigma V}{A} \pm \frac{M_{\text{neto}}\, y}{I} \tag{12.21}$$

donde M_{neto} = momento = $(\Sigma V)e$

I = momento de inercia por unidad de longitud de la sección base = $\frac{1}{12}(1)(B^3)$

Para las presiones máxima y mínima, el valor de y en la ecuación (12.21) es igual $B/2$. Sustituyendo los valores precedentes en la ecuación (12.21) se obtiene

$$q_{\text{máx}} = q_{\text{punta}} = \frac{\Sigma V}{(B)(1)} + \frac{e(\Sigma V)\frac{B}{2}}{\left(\frac{1}{12}\right)(B^3)} = \frac{\Sigma V}{B}\left(1 + \frac{6e}{B}\right) \tag{12.22}$$

Similarmente

$$q_{\text{mín}} = q_{\text{talón}} = \frac{\Sigma V}{B}\left(1 - \frac{6e}{B}\right) \tag{12.23}$$

Note que ΣV incluye el peso del suelo, como muestra la tabla 12.1, y que, cuando el valor de la excentricidad e se vuelve mayor que $B/6$, $q_{\text{mín}}$ resulta negativo [ecuación (12.23)]. Así entonces, habrá algún esfuerzo de tensión en la sección extrema del talón. Este esfuerzo no es deseable porque la resistencia a tensión del suelo es muy pequeña. Si el análisis de un diseño muestra que $e > B/6$, el diseño debe ser reproporcionado y los cálculos vueltos a hacer.

Las relaciones para la capacidad última de carga de una cimentación superficial se vieron en el capítulo 11. Recuerde que

$$q_u = c_2 N_c F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma_2 B' N_\gamma F_{\gamma d} F_{\gamma i} \tag{12.24}$$

donde $q = \gamma_2 D$

$B' = B - 2e$

$F_{cd} = 1 + 0.4\dfrac{D}{B'}$

$F_{qd} = 1 + 2\tan\phi_2(1 - \text{sen}\,\phi_2)^2\dfrac{D}{B'}$

$F_{\gamma d} = 1$

$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \dfrac{\psi^\circ}{90^\circ}\right)^2$

$F_{\gamma i} = \left(1 - \dfrac{\psi^\circ}{\phi_2^\circ}\right)^2$

$\psi^\circ = \tan^{-1}\left(\dfrac{P_a\cos\alpha}{\Sigma V}\right)$

Note que los factores de forma F_{cs}, F_{qs} y $F_{\gamma s}$ dados en el capítulo 11 son todos iguales a 1 porque son tratados como una cimentación continua. Por esta razón, los factores de forma no se muestran en la ecuación (12.24).

Una vez que la capacidad de carga última del suelo ha sido calculada usando la ecuación (12.24), el factor de seguridad contra la falla por capacidad de carga se determina:

$$FS_{(\text{capacidad de carga})} = \frac{q_u}{q_{\text{máx}}} \tag{12.25}$$

Se requiere generalmente un factor de seguridad de 3. En el capítulo 11, notamos que la capacidad de carga última de cimentaciones superficiales ocurre en un asentamiento de aproximadamente 10% del ancho de la cimentación. En el caso de muros de retención, el ancho B es grande. Por tanto, la carga última q_u ocurrirá en un asentamiento bastante grande de la cimentación. Un factor de seguridad de 3 contra falla por capacidad de carga no garantiza en todos los casos que el asentamiento de la estructura estará dentro del límite tolerable. Esta situación requiere de una investigación adicional.

EJEMPLO 12.1 La sección transversal de un muro de retención en voladizo se muestra en la figura 12.8. Calcule los factores de seguridad con respecto a volteo, deslizamiento y capacidad de carga.

Solución Con referencia a la figura 12.8, encontramos

$$H' = H_1 + H_2 + H_3 = 2.6 \tan 10° + 6 + 0.7$$

$$= 0.458 + 6 + 0.7 = 7.158 \text{ m}$$

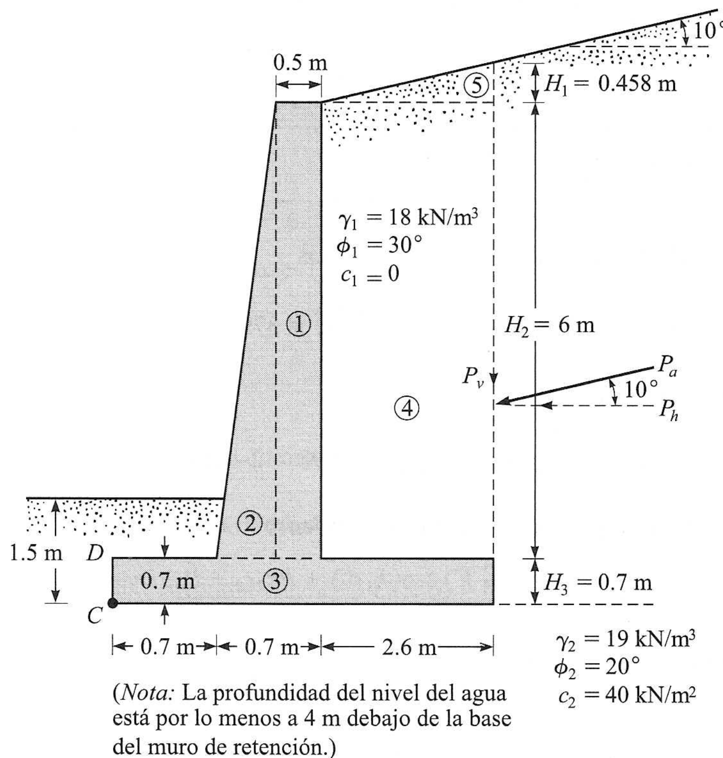


FIGURA 12.8

La fuerza activa de Rankine por unidad de longitud del muro es

$$P_a = \frac{1}{2}\gamma_1 H'^2 K_a$$

Para $\phi_1 = 30°$ y $\alpha = 10°$, K_a es igual a 0.350 (tabla 9.6). Entonces,

$$P_a = \frac{1}{2}(18)(7.158)^2(0.35) = 161.4 \text{ kN/m}$$

$$P_v = P_a \operatorname{sen} 10° = 161.4(\operatorname{sen} 10°) = 28.03 \text{ kN/m}$$

$$P_h = P_a \cos 10° = 161.4(\cos 10°) = 158.95 \text{ kN/m}$$

Factor de seguridad contra volteo La siguiente tabla se prepara ahora para determinar el momento resistente.

Sección no.*	Área (m^2)	Peso/longitud unitaria (kN/m)†	Brazo de momento del punto C (m)	Momento (kN-m/m)
1	$6 \times 0.5 = 3$	70.74	1.15	81.35
2	$\frac{1}{2}(0.2)6 = 0.6$	14.15	0.833	11.79
3	$4 \times 0.7 = 2.8$	66.02	2.0	132.04
4	$6 \times 2.6 = 15.6$	280.80	2.7	758.16
5	$\frac{1}{2}(2.6)(0.458) = 0.595$	10.71	3.13	33.52
		$P_v = 28.03$	4.0	112.12
		$\Sigma V = 470.45$		Σ 1128.98 $= \Sigma M_R$

*Para el número de sección, véase la figura 12.8.
†$\gamma_{concreto} = 23.58$ kN/m³

Para el momento de volteo, obtenemos

$$M_O = P_h\left(\frac{H'}{3}\right) = 158.95\left(\frac{7.158}{3}\right) = 379.25 \text{ kN-m/m}$$

Por consiguiente,

$$FS_{(\text{volteo})} = \frac{\Sigma M_R}{M_O} = \frac{1128.98}{379.25} = \mathbf{2.98} > 2\text{—OK}$$

Factor de seguridad contra deslizamiento De la ecuación (12.13), tenemos

$$FS_{(\text{deslizamiento})} = \frac{(\Sigma V)\tan(k_1\phi_1) + Bk_2c_2 + P_p}{P_a \cos\alpha}$$

Sea $k_1 = k_2 = \frac{2}{3}$. También,

$$P_p = \frac{1}{2}K_p\gamma_2 D^2 + 2c_2\sqrt{K_p}D$$

$$K_p = \tan^2\left(45 + \frac{\phi_2}{2}\right) = \tan^2(45 + 10) = 2.04$$

$$D = 1.5 \text{ m}$$

Por lo que

$$P_p = \frac{1}{2}(2.04)(19)(1.5)^2 + 2(40)(\sqrt{2.04})(1.5)$$

$$= 43.61 + 171.39 = 215 \text{ kN/m}$$

Por consiguiente,

$$FS_{(\text{desliza})} = \frac{(470.45)\tan\left(\frac{2 \times 20}{3}\right) + (4)\left(\frac{2}{3}\right)(40) + 215}{158.95}$$

$$= \frac{111.5 + 106.67 + 215}{158.95} = \mathbf{2.73} > 1.5\text{—OK}$$

Nota: Para algunos diseños, la profundidad D, para cálculos de presión pasiva se toma *igual al espesor de la losa base.*

Factor de seguridad contra falla por capacidad de carga Combinando las ecuaciones (12.18), (12.19) y (12.20), tenemos

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\Sigma M_R - \Sigma M_O}{\Sigma V} = \frac{4}{2} - \frac{1128.98 - 379.25}{470.45}$$

$$= 0.406 \text{ m} < \frac{B}{6} = \frac{4}{6} = 0.666 \text{ m}$$

De nuevo, de las ecuaciones (12.22) y (12.23),

$$q_{\substack{\text{punta}\\ \text{talón}}} = \frac{\Sigma V}{B}\left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) = \frac{470.45}{4}\left(1 \pm \frac{6 \times 0.406}{4}\right) = 189.2 \text{ kN/m}^2 \text{ (punta)}$$

$$= 45.99 \text{ kN/m}^2 \text{ (talón)}$$

La capacidad de carga última del suelo se determina con la ecuación (12.24):

$$q_u = c_2 N_c F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma_2 B' N_\gamma F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

Para $\phi_2 = 20°$, encontramos $N_c = 14.83$, $N_q = 6.4$ y $N_\gamma = 5.39$ (tabla 11.1). También

$$q = \gamma_2 D = (19)(1.5) = 28.5 \text{ kN/m}^2$$

$$B' = B - 2e = 4 - 2(0.406) = 3.188 \text{ m}$$

$$F_{cd} = 1 + 0.4\left(\frac{D}{B'}\right) = 1 + 0.4\left(\frac{1.5}{3.188}\right) = 1.188$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi_2 (1 - \operatorname{sen} \phi_2)^2 \left(\frac{D}{B'}\right) = 1 + 0.315 \left(\frac{1.5}{3.188}\right) = 1.148$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\psi^\circ}{90^\circ}\right)^2$$

$$\psi = \tan^{-1}\left(\frac{P_a \cos \alpha}{\Sigma V}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{158.95}{470.45}\right) = 18.67^\circ$$

Por lo que

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{18.67}{90}\right)^2 = 0.628$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\psi}{\phi}\right)^2 = \left(1 - \frac{18.67}{20}\right)^2 \approx 0$$

Por consiguiente,

$$q_u = (40)(14.83)(1.188)(0.628) + (28.5)(6.4)(1.148)(0.628) + \frac{1}{2}(19)(5.93)(3.188)(1)(0)$$

$$= 442.57 + 131.50 + 0 = 574.07 \text{ kN/m}^2$$

$$FS_{(\text{capacidad de carga})} = \frac{q_u}{q_{\text{punta}}} = \frac{574.07}{189.2} = \mathbf{3.03} > 3$$

■

EJEMPLO 12.2

Un muro de retención de gravedad se muestra en la figura 12.9. Use $\delta = \frac{2}{3}\phi_1$ y la teoría de la presión activa de tierra de Coulomb. Determine los siguientes valores:

a. El factor de seguridad contra volteo
b. El factor de seguridad contra deslizamiento
c. La presión sobre el suelo en la punta y en el talón

Solución

$$H' = 5 + 1.5 = 6.5 \text{ m}$$

Fuerza activa de Coulomb

$$P_a = \frac{1}{2}\gamma_1 H'^2 K_a$$

Con $\alpha = 0°$, $\theta = 15°$, $\delta = \frac{2}{3}$ y $\phi_1 = 32°$, encontramos $K_a = 0.4023$ (tabla 9.3). Por tanto,

$$P_a = \frac{1}{2}(18.5)(6.5)^2(0.4023) = 157.22 \text{ kN/m}$$

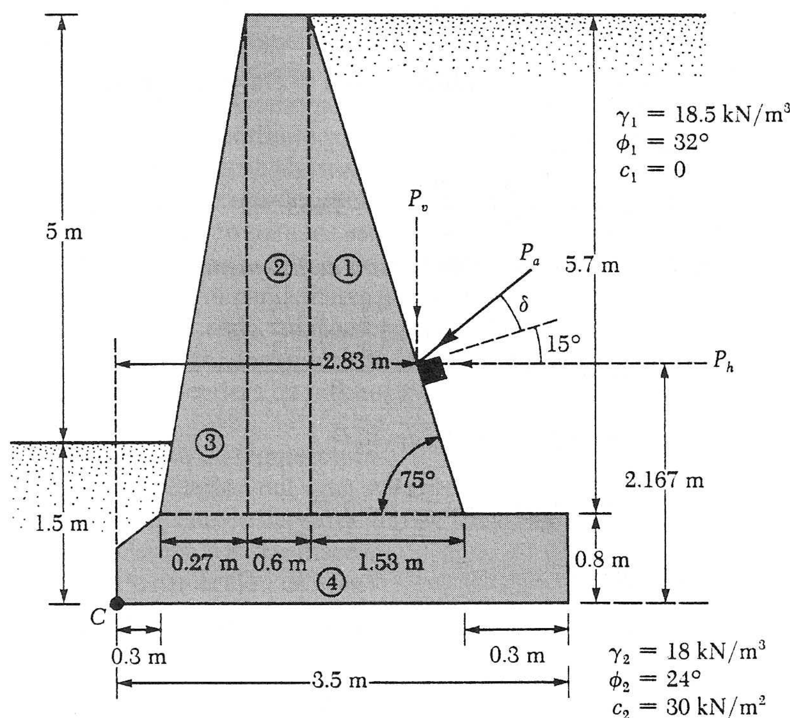


FIGURA 12.9

$$P_h = P_a \cos\left(15 + \frac{2}{3}\phi_1\right) = 157.22 \ \cos 36.33 = 126.65 \ \text{kN/m}$$

$$P_v = P_a \,\text{sen}\left(15 + \frac{2}{3}\phi_1\right) = 157.22 \ \text{sen}\, 36.33 = 93.14 \ \text{kN/m}$$

Parte a: Factor de seguridad contra volteo Con referencia a la figura 12.9, preparamos la siguiente tabla:

Área no.	Área (m²)	Peso/longitud unitaria (kN/m)*	Brazo de momento del punto *C* (m)	Momento (kN-m/m)
1	$\frac{1}{2}(5.7)(1.53) = 4.36$	102.81	2.18	224.13
2	$(0.6)(5.7) = 3.42$	80.64	1.37	110.48
3	$\frac{1}{2}(0.27)(5.7) = 0.77$	18.16	0.98	17.80
4	$\approx (3.5)(0.8) = 2.8$	66.02	1.75	115.54
		$P_v = 93.14$	2.83	263.59
		$\Sigma V = 360.77$ kN/m		$\Sigma M_R = 731.54$ kN-m/m

$^*\gamma_{\text{concreto}} = 23.58$ kN/m³

Para el momento de volteo tenemos

$$M_o = P_h\left(\frac{H'}{3}\right) = 126.65(2.167) = 274.45 \text{ kN-m/m}$$

Por consiguiente,

$$FS_{(\text{volteo})} = \frac{\Sigma M_R}{\Sigma M_O} = \frac{731.54}{274.45} = \mathbf{2.665} > 2$$

Parte b: Factor de seguridad contra deslizamiento

$$FS_{(\text{deslizamiento})} = \frac{(\Sigma V)\tan\left(\frac{2}{3}\phi_2\right) + \frac{2}{3}c_2B + P_p}{P_h}$$

$$P_p = \tfrac{1}{2}K_p\gamma_2D^2 + 2c_2\sqrt{K_p}D$$

$$K_p = \tan^2\left(45 + \frac{24}{2}\right) = 2.37$$

Por consiguiente,

$$P_p = \frac{1}{2}(2.37)(18)(1.5)^2 + 2(30)(1.54)(1.5) = 186.59 \text{ kN/m}$$

Por lo que

$$FS_{(\text{deslizamiento})} = \frac{360.77\tan\left(\frac{2}{3}\times 24\right) + \frac{2}{3}(30)(3.5) + 186.59}{126.65}$$

$$= \frac{103.45 + 70 + 186.59}{126.65} = \mathbf{2.84}$$

Si P_p se desprecia, el factor de seguridad sería **1.37**.

Parte c: Presión sobre el suelo en la punta y en el talón De las ecuaciones (12.18), (12.19) y (12.20), tenemos

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\Sigma M_R - \Sigma M_O}{\Sigma V} = \frac{3.5}{2} - \frac{731.54 - 274.45}{360.77} = 0.483 > \frac{B}{6} - 0.583$$

$$q_{\text{punta}} = \frac{\Sigma V}{B}\left[1 + \frac{6e}{B}\right] = \frac{360.77}{3.5}\left[1 + \frac{(6)(0.483)}{3.5}\right] = \mathbf{188.43\ kN/m^2}$$

$$q_{\text{talón}} = \frac{V}{B}\left[1 - \frac{6e}{B}\right] = \frac{360.77}{3.5}\left[1 - \frac{(6)(0.483)}{3.5}\right] = \mathbf{17.73\ kN/m^2}$$ ■

12.7 Comentarios relativos a estabilidad

Cuando un estrato de suelo débil se localiza a poca profundidad, es decir, aproximadamente 1.5 veces la altura del muro de retención, la capacidad de carga del estrato débil debe ser cuidadosamente investigada. La posibilidad de un asentamiento excesivo debe

también ser considerada. En algunos casos, el uso de material de relleno ligero detrás del muro de retención resuelve el problema.

En muchos casos se usan pilotes para transmitir la carga de la cimentación a un estrato más firme. Sin embargo, a menudo el empuje de la cuña deslizante de suelo, en el caso de falla por cortante profunda, flexiona los pilotes y ocasiona que eventualmente fallen. Una cuidadosa atención debe darse a esta posibilidad al considerar la opción de usar una cimentación de pilotes para los muros de retención. (Las cimentaciones con pilotes se requieren para los estribos de puentes y evitar así el problema del socavación.)

Como se ilustra en los ejemplos 12.1 y 12.2, el *coeficiente de presión de tierra activa* se usa para determinar la fuerza lateral del relleno. El estado activo del relleno se establece sólo si el muro cede suficientemente, lo que no pasa en todos los casos. El grado de cedencia del muro dependerá de su altura y módulo de sección. Además, la fuerza lateral del relleno dependerá de muchos factores, como los identificados por Casagrande (1973):

1. Efecto de temperatura
2. Fluctuación del agua subterránea
3. Reajuste de las partículas de suelo debido a flujo plástico y lluvias prolongadas
4. Cambios en las mareas
5. Fuerte acción de olas
6. Vibración por tránsito
7. Sismos

Una cedencia insuficiente del muro combinada con otros factores no previstos genera una gran fuerza lateral sobre la estructura de retención comparada con la obtenida con la teoría de la presión de tierra activa.

12.8 Drenaje del relleno del muro de retención

Como resultado de la lluvia u otras condiciones de humedad, el material de relleno para un muro de retención se satura, lo que incrementará la presión sobre el muro y crea una condición de inestabilidad. Por esta razón, debe proporcionarse un drenaje adecuado usando *lloraderos* y/o *tubos perforados de drenaje* (véase la figura 12.10).

Si se proporcionan *lloraderos,* deberán tener un diámetro mínimo de aproximadamente 0.1 m y estar adecuadamente espaciados. Note que siempre existe la posibilidad de que el material de relleno sea lavado hacia los lloraderos o hacia los tubos de drenaje obstruyéndolos. Por esto debe colocarse un filtro detrás de los lloraderos o alrededor de los tubos de drenaje, según sea el caso; actualmente se usan los geotextiles para este fin.

12.9 Juntas en la construcción de muros de retención

Un muro de retención se construye con una o más de las siguientes juntas:

1. Las *juntas de construcción* (figura 12.11a) son verticales y horizontales que se colocan entre dos coladas sucesivas de concreto. Para incrementar el cortante en las juntas, se usan dentellones de construcción. Si no se usan dentellones (o ma-

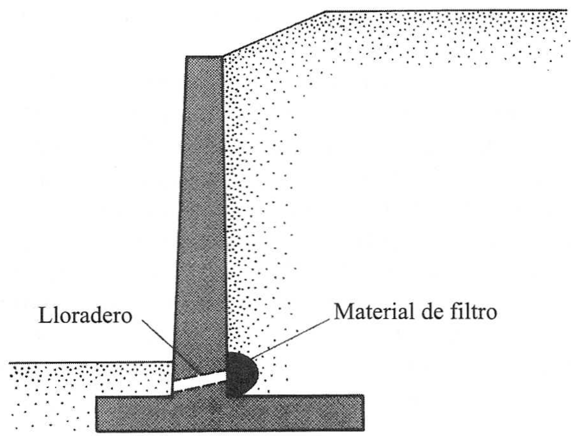


FIGURA 12.10 Provisiones de drenaje para el relleno de un muro de retención.

chihembrado), la superficie de la primera colada se limpia y se raspa antes de efectuar la siguiente colada de concreto.

2. Las *juntas de contracción* (figura 12.11b) son ranuras verticales situadas en la cara de un muro (desde la parte superior de la losa de base a la parte superior del muro) que permite que el concreto se contraiga sin daño perceptible. Las ranuras son de aproximadamente 6 a 8 mm de ancho y ≈ 12 a 16 mm de profundidad.

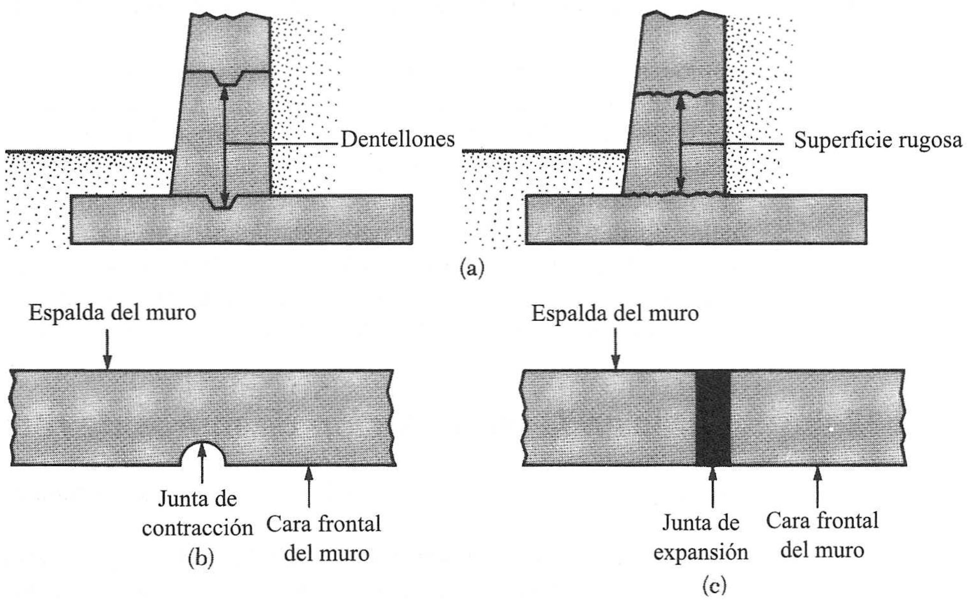


FIGURA 12.11 (a) Juntas de construcción; (b) junta de contracción; (c) junta de expansión.

3. Las *juntas de expansión* (figura 12.11c) permiten la expansión del concreto causada por cambios de temperatura: se usan también juntas de expansión verticales desde la base a la parte superior del muro, y se llenan con relleno flexible para juntas. En la mayoría de los casos, las barras de refuerzo horizontal de acero que corren a través del tallo son continuas a través de todas las juntas. El acero es engrasado para permitir que el concreto se expanda.

CORTES APUNTALADOS

12.10 Cortes apuntalados. Generalidades

La figura 12.12 muestra dos tipos de cortes apuntalados usados comúnmente en trabajos de construcción. Un tipo usa *vigas montantes* (figura 12.12a), que son vigas verticales de acero o de madera hincada en el terreno antes de proceder con la excavación. *Tablas de revestimiento,* que son tablones horizontales de madera se colocan entre las vigas montantes conforme avanza la excavación. Cuando la excavación alcanza la profundidad deseada, se instalan los largueros y los puntales (vigas horizontales de acero). Los puntales son miembros a compresión horizontales. La figura 12.12b muestra otro tipo de excavación apuntalada. En este caso, *tablaestacas entrelazadas* se hincan en el suelo antes de la excavación. Los largueros y los puntales se insertan inmediatamente después de que la excavación alcanza la profundidad apropiada. Una gran mayoría de cortes apuntalados usan tablaestacas.

Las *tablaestacas de acero* en Estados Unidos son aproximadamente de 10 a 13 mm de espesor. Las secciones europeas son más delgadas y anchas. Las secciones de tablaestacas son *Z, de arco profundo, de arco bajo* o *de alma recta.* El entrelazado de las secciones de las tablaestacas tienen forma de *pulgar y dedo* o *rótula esférica* para lograr conexiones herméticas. La figura 12.13a muestra diagramas esquemáticos del tipo de pulgar y dedo para el entrelazado de secciones de alma recta. El tipo de rótula esférica para entrelazar secciones *Z* se muestra en la figura 12.13b. La tabla 12.2 muestra las propiedades de las secciones de tablaestacas producidas por la Bethlehem Steel Corporation. El esfuerzo admisible de diseño por flexión para las tablaestacas es el siguiente:

Tipo de acero	Esfuerzo admisible (MN/m^2)
ASTM A-328	170
ASTM A-572	210
ASTM A-690	210

Es conveniente el uso de las tablaestacas de acero debido a su resistencia a los altos esfuerzos de hincado desarrollados al ser hundidas éstas en suelos duros; también son de peso ligero y reusables.

Para diseñar excavaciones apuntaladas (es decir, para seleccionar largueros, puntales, tablaestacas, y vigas montantes), el ingeniero debe estimar la presión lateral de tierra a que estarán sometidos los cortes apuntalados. Este tema se verá en la sección 12.11; las secciones subsecuentes cubren los procedimientos de análisis y diseño de cortes apuntalados.

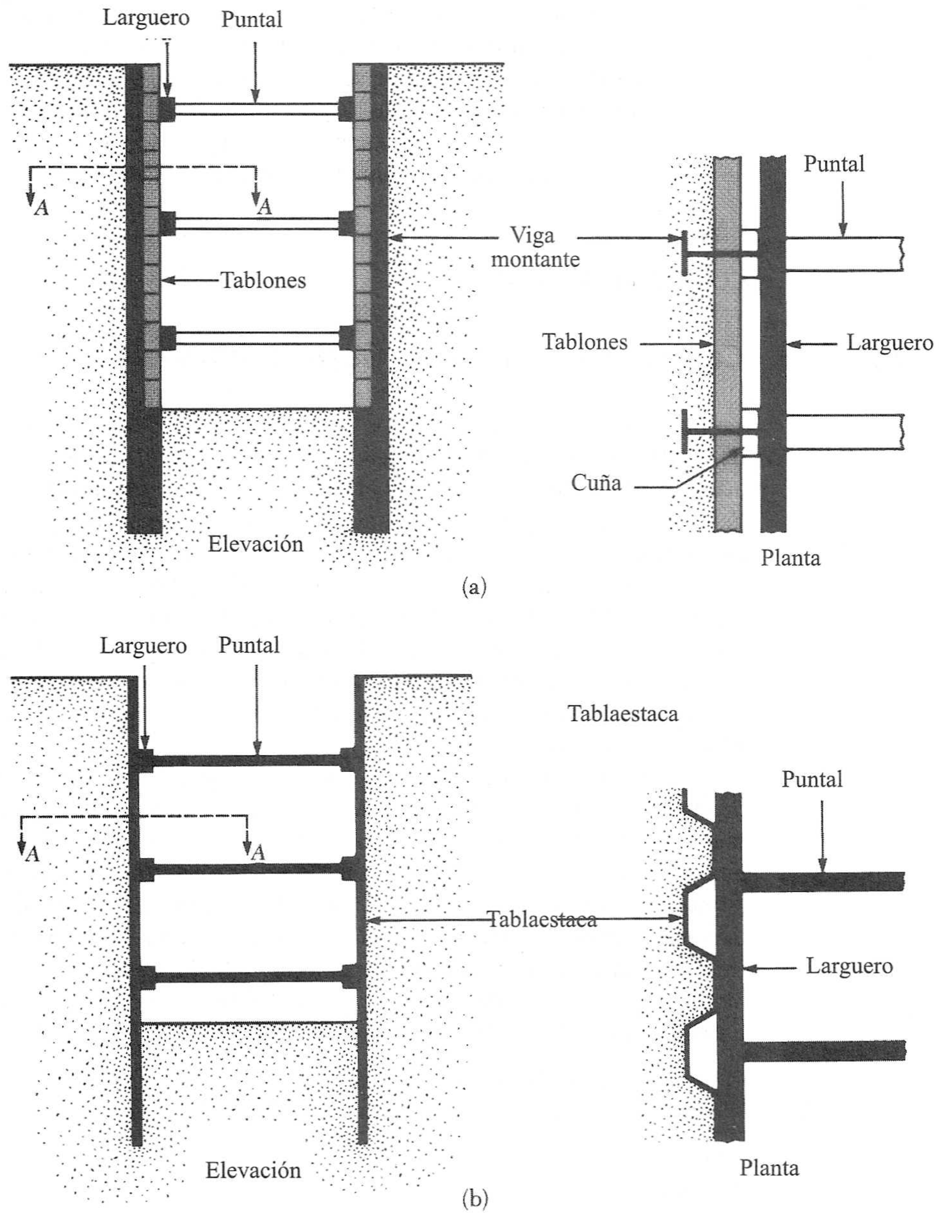


FIGURA 12.12 Tipos de cortes arriostrados: (a) uso de vigas montantes; (b) uso de tablaestacas.

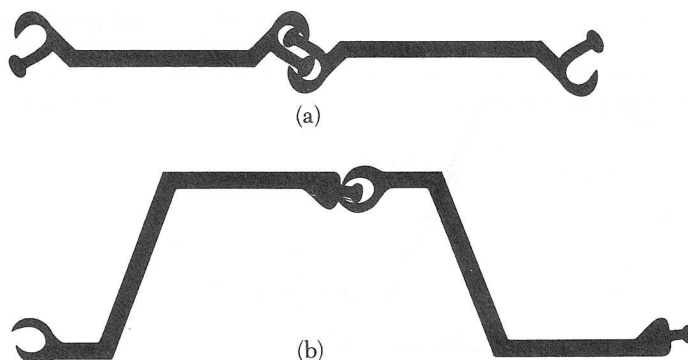


FIGURA 12.13 Tipos de conexiones de tablaestacas: (a) tipo de pulgar y dedo; (b) articulación de rótula.

12.11 Presión lateral de tierra en cortes apuntalados

En el capítulo 9 se explicó que un muro de retención gira alrededor de su base (figura 12.14a). Con cedencia suficiente del muro, la presión lateral de tierra es aproximadamente igual a la obtenida con la teoría de Rankine o con la de Coulomb. En contraste con los muros de retención, los cortes apuntalados muestran un tipo diferente de cedencia en sus paredes (véase la figura 12.14b). En este caso, la deformación de la pared crece gradualmente con la profundidad de la excavación. La variación de la cantidad de deformación depende de varios factores, como el tipo de suelo, la profundidad de la excavación y la mano de obra. Sin embargo, con muy poca cedencia del muro en la parte superior del corte, la presión lateral de tierra será cercana a la presión en reposo. En el fondo del muro o pared, con un grado mucho mayor de cedencia, la presión lateral de tierra será considerablemente menor que la presión activa de tierra de Rankine. Como resultado, la distribución de la presión lateral de tierra variará considerablemente en comparación con la distribución lineal supuesta en el caso de los muros de retención.

La fuerza lateral total, P, impuesta sobre un muro es evaluada teóricamente usando la teoría general de cuñas de Terzaghi (1943) (figura 12.14c). La superficie de falla se supone que es una espiral logarítmica, definida como

$$r = r_o e^{\theta \tan \phi} \tag{12.26}$$

donde ϕ = ángulo de fricción del suelo. Una descripción detallada de la evaluación de P está más allá del alcance de este texto; los interesados deben consultar un texto sobre mecánica de suelos.

En la figura 12.14c se muestra una comparación de la presión lateral de tierra para cortes apuntalados en arena (con ángulo de fricción en la pared $\delta = 0$) con la de un muro de retención ($\delta = 0$). Si $\delta = 0$, un muro de retención de altura H estará sometido a una presión activa de tierra de Rankine y la fuerza activa resultante intersecará el muro a una distancia nH desde el fondo del muro. Para este caso, $n = \frac{1}{3}$. En contraste, el valor de n para un corte apuntalado varía de 0.33 a 0.5 o 0.6. La teoría general de cuñas también se usa para analizar cortes apuntalados en arcillas saturadas (por ejemplo, véase Das y Seeley, 1975).

Tabla 12.2 Propiedades de algunas secciones de tablaestacas (producidas por la Bethlehem Steel Corporation).

Designación de la sección	Croquis de la sección	Módulo de sección (m^3/m de muro)	Momento de inercia (m^4/m de muro)
PZ-40	409 mm; 13 mm; 15 mm; Distancia de hincado = 500 mm	326.4×10^{-5}	670.5×10^{-6}
PZ-35	379 mm; 13 mm; 15 mm; Distancia de hincado = 575 mm	260.5×10^{-5}	493.4×10^{-6}
PZ-27	305 mm; 9.5 mm; 9.5 mm; Distancia de hincado = 457 mm	162.3×10^{-5}	251.5×10^{-6}
PZ-22	229 mm; 9.5 mm; 9.5 mm; Distancia de hincado = 559 mm	97×10^{-5}	115.2×10^{-6}
PSA-31	13 mm; Distancia de hincado = 500 mm	10.8×10^{-5}	4.41×10^{-6}
PSA-23	9.5 mm; Distancia de hincado = 406 mm	12.8×10^{-5}	5.63×10^{-6}

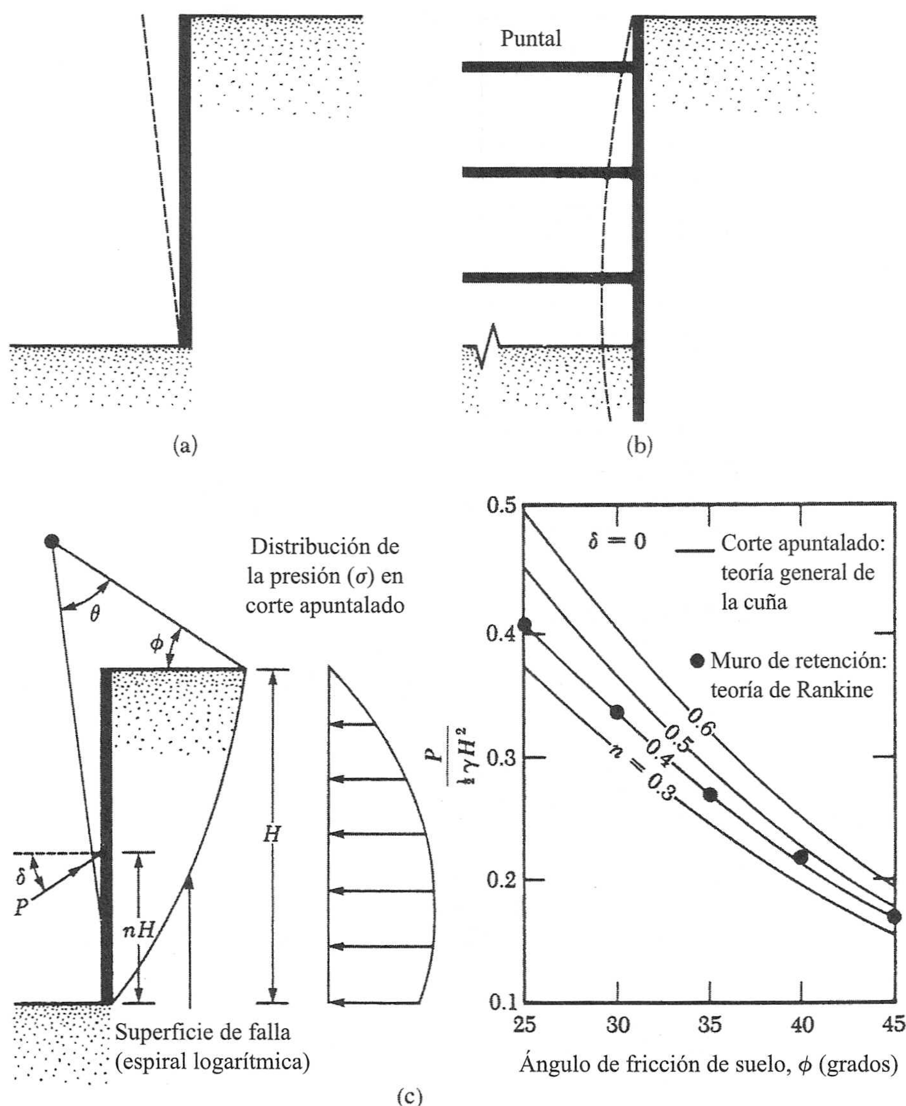


FIGURA 12.14 Naturaleza de la cedencia de los muros: (a) muro de retención; (b) corte apuntalado; (c) comparación de la presión lateral de tierra para cortes apuntalados y muros de retención en arena ($\delta = 0$).

En cualquier caso, al escoger una distribución de presión lateral del suelo para el diseño de cortes apuntalados, el ingeniero debe tener en mente que la naturaleza de la falla en cortes apuntalados es muy diferente de la que ocurre en muros de retención. Después de observar varios cortes apuntalados, Peck (1969) sugirió usar *envolventes de presión de diseño* para cortes apuntalados en arena y arcilla. Las figuras 12.15, 12.16 y 12.17 muestran las envolventes de presión de Peck a las cuales se aplican las siguientes directrices.

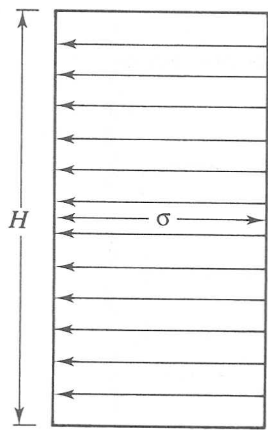


FIGURA 12.15 Envolvente de la presión aparente de Peck (1969) para cortes en arena.

Cortes en arena

La figura 12.15 muestra la envolvente de presión para cortes en arena. Esta presión se expresa como

$$\sigma = 0.65\gamma H K_a \tag{12.27}$$

donde γ = peso específico
H = altura del corte
K_a = coeficiente de presión activa de Rankine = $\tan^2(45 - \phi/2)$

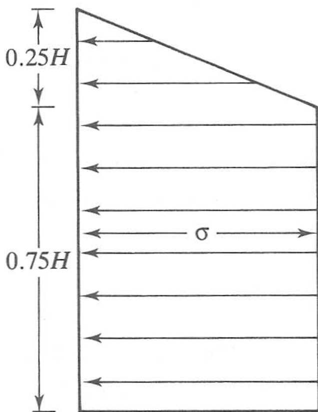


FIGURA 12.16 Envolvente de la presión aparente de Peck (1969) para cortes en arcillas suaves a medias.

Cortes en arcilla blanda y media

La envolvente de presión para arcilla blanda y media se muestra en la figura 12.16, y es aplicable para la condición

$$\frac{\gamma H}{c} > 4$$

donde c = cohesión no drenada ($\phi = 0$). La presión, σ, es la mayor de

$$\sigma = \gamma H\left[1 - \left(\frac{4c}{\gamma H}\right)\right]$$

o

$$\sigma = 0.3\gamma H \qquad (12.28)$$

donde γ = peso específico de la arcilla.

Cortes en arcilla dura

La envolvente de presión mostrada en la figura 12.17, en la que

$$\sigma = 0.2\gamma H \text{ a } 0.4\gamma H \qquad \text{(con promedio de } 0.3\gamma H\text{)} \qquad (12.29)$$

es aplicable a la condición $\gamma H/c \leq 4$.

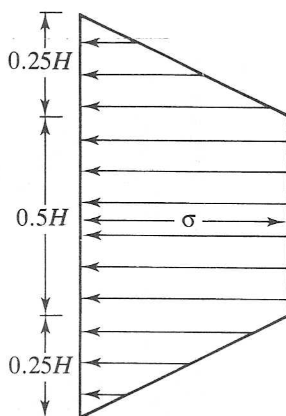


FIGURA 12.17 Envolvente de la presión aparente de Peck (1969) para cortes en arcilla dura.

Limitaciones para las envolventes de presión

Al usar las envolventes de presión antes descritas, tenga en mente los siguientes puntos:

1. A las envolventes de presión se les llama a veces *envolventes de presión aparente*. Sin embargo, la distribución de la presión real es una función de la secuencia de construcción y de la flexibilidad relativa del muro.
2. Se aplican a excavaciones con profundidades mayores que aproximadamente 6 m.
3. Se basan en la hipótesis de que el nivel del agua está debajo del fondo del corte.
4. Se supone que la arena está drenada con 0 presión del agua de poro.
5. Se supone que la arcilla no está drenada y no se considera la presión del agua de poro.

12.12 Parámetros del suelo para cortes en suelo estratificado

A veces, cuando se está construyendo un corte apuntalado se encuentran estratos de arena y arcilla. En este caso, Peck (1943) propuso determinar un valor equivalente para la cohesión ($\phi = 0$) de la siguiente manera (refiérase a la figura 12.18a):

$$c_{prom} = \frac{1}{2H}[\gamma_s K_s H_s^2 \tan \phi_s + (H - H_s)n' q_u] \tag{12.30}$$

donde H = altura total del corte
γ_s = peso específico de la arena
H_s = altura del estrato de arena

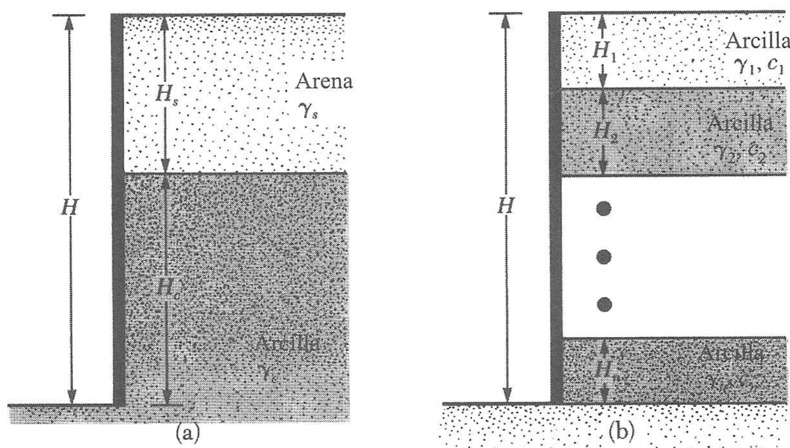


FIGURA 12.18 Suelos estratificados en cortes apuntalados.

K_s = coeficiente de presión lateral de tierra para el estrato de arena (≈1)
ϕ_s = ángulo de fricción de la arena
q_u = resistencia a compresión simple de la arcilla
n' = coeficiente de falla progresiva (rango de 0.5 a 1.0; valor promedio = 0.75)

El peso específico promedio γ_a de los estratos se expresa como

$$\gamma_a = \frac{1}{H}[\gamma_s H_s + (H - H_s)\gamma_c] \tag{12.31}$$

donde γ_c = peso específico saturado del estratos de arcilla. Una vez determinados los valores promedio de la cohesión y del peso específico, las envolventes de la presión en la arcilla se usan para diseñar los cortes.

Similarmente, cuando se encuentran varios estratos de arcilla en el corte (figura 12.18b), la cohesión no drenada promedio es

$$c_{prom} = \frac{1}{H}(c_1 H_1 + c_2 H_2 + \ldots + c_n H_n) \tag{12.32}$$

donde $c_1, c_2, \ldots, c_n$ = cohesión no drenada en las capas $1, 2, \ldots, n$
$H_1, H_2, \ldots, H_n$ = espesor de los estratos $1, 2, \ldots, n$

El peso específico promedio, γ_a, es

$$\gamma_a = \frac{1}{H}(\gamma_1 H_1 + \gamma_2 H_2 + \gamma_3 H_3 + \cdots + \gamma_n H_n) \tag{12.33}$$

12.13 Diseño de varios componentes de un corte apuntalado

Puntales

En trabajos de construcción, los puntales deben tener un espaciamiento vertical mínimo de aproximadamente 3 m. Los puntales son en realidad columnas horizontales sometidas a flexión. La capacidad de carga de las columnas depende de la *relación de esbeltez*, l/r, que se reduce proporcionando soportes verticales y horizontales en puntos intermedios. En cortes anchos es necesario empalmar los puntales. En cortes apuntalados en suelos arcillosos, la profundidad del primer puntal debajo de la superficie del terreno debe ser menor que la profundidad de la grieta de tensión, z_o. De la ecuación (9.15), tenemos

$$\sigma'_a = \gamma z K_a - 2c\sqrt{K_a}$$

donde K_a = coeficiente de la presión activa de Rankine. Para determinar la profundidad de la grieta de tensión, usamos

$$\sigma'_a = 0 = \gamma z_o K_a - 2c\sqrt{K_a}$$

o

$$z_o = \frac{2c}{\overline{K_a}\gamma}$$

Con $\phi = 0$, $K_a = \tan^2(45 - \phi/2) = 1$. Entonces

$$z_o = \frac{2c}{\gamma} \qquad (\textit{Nota: } c = c_u)$$

Un procedimiento simplificado conservador se usa para determinar las cargas en los puntales. Aunque este procedimiento variará dependiendo de los ingenieros implicados en el proyecto, el siguiente es un esquema paso a paso del procedimiento general (refiérase a la figura 12.19):

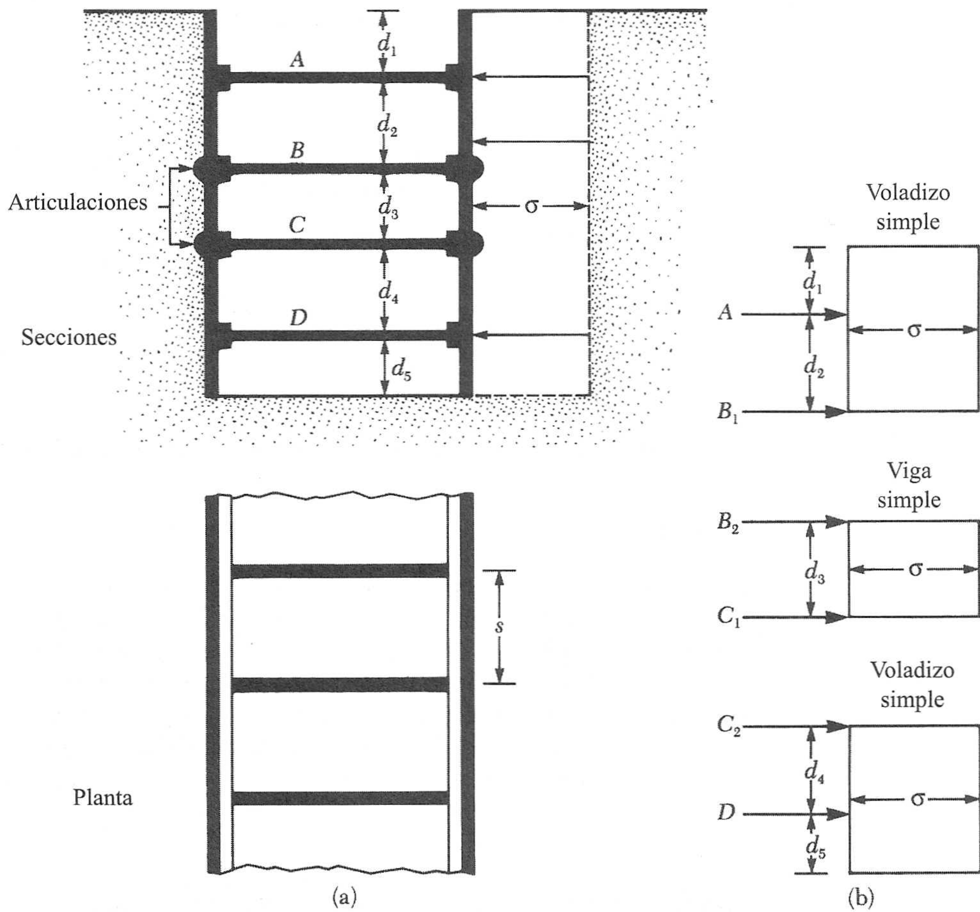


FIGURA 12.19 Determinación de las cargas en los puntales: (a) sección y planta del corte; (b) método para determinar las cargas en los puntales.

1. Dibuje la envolvente de presión para el corte apuntalado (véase las figuras 12.15, 12.16 y 12.17). Muestre también los niveles propuestos para los puntales. La figura 12.19a muestra una envolvente de presión para un suelo arenoso; sin embargo, podría también ser para un suelo arcilloso. Los niveles de los puntales están marcados *A, B, C* y *D*. Las tablaestacas (o vigas montantes) se suponen articuladas en los niveles de los puntales, excepto en el superior y el del fondo. En la figura 12.19a, las articulaciones están al nivel de los puntales *B* y *C*. (Muchos ingenieros suponen que las tablaestacas, o vigas montantes, están articuladas en todos los niveles de los puntales, excepto el superior.)
2. Determine las reacciones para las dos vigas simples en voladizo (superior e inferior) y de todas las vigas simples intermedias. En la figura 12.19b, esas reacciones son A, B_1, B_2, C_1, C_2 y D.
3. Calcule las cargas en los puntales en la figura 12.19 como sigue:

$$P_A = (A)(s)$$

$$P_B = (B_1 + B_2)(s)$$

$$P_C = (C_1 + C_2)(s)$$

$$P_D = (D)(s) \tag{12.34}$$

donde P_A, P_B, P_C, P_D = cargas tomadas por los puntales individuales en los niveles *A, B, C* y *D*, respectivamente

A, B_1, B_2, C_1, C_2, D = reacciones calculadas en el paso 2 (nota: unidad = fuerza/longitud unitaria del corte apuntalado)

s = espaciamiento horizontal de los puntales (véase la planta en la figura 12.19a)

4. Conocer las cargas en los puntales a cada nivel y las condiciones de apuntalamiento intermedias permite la selección de las secciones apropiadas con ayuda del manual de construcción en acero.

Tablaestacas

Los siguientes pasos se toman en el diseño de las tablaestacas:

1. Para cada una de las secciones mostradas en la figura 12.19b, determine el momento flexionante máximo.
2. Determine el valor máximo de los momentos flexionantes máximos ($M_{máx}$) obtenidos en el paso 1. Note que la unidad de este momento será, por ejemplo, kN-m/m de longitud de muro.
3. Obtenga el módulo de sección requerido para las tablaestacas:

$$S = \frac{M_{máx}}{\sigma_{adm}} \tag{12.35}$$

donde σ_{adm} = esfuerzo de flexión admisible del material de la tablaestaca.

4. Escoja una tablaestaca que tenga un módulo de sección mayor que o igual al módulo de sección requerido de una tabla como la 12.2.

Largueros

Los largueros son tratados como miembros horizontales continuos si están empalmados en forma apropiada. Conservadoramente, también son tratados como si estuviesen articulados en los puntales. Para la sección mostrada en la figura 12.19a, los momentos máximos para los largueros (suponiendo que están articulados en los puntales) son:

En el nivel A, $M_{\text{máx}} = \dfrac{(A)(s^2)}{8}$

En el nivel B, $M_{\text{máx}} = \dfrac{(B_1 + B_2)s^2}{8}$

En el nivel C, $M_{\text{máx}} = \dfrac{(C_1 + C_2)s^2}{8}$

En el nivel D, $M_{\text{máx}} = \dfrac{(D)(s^2)}{8}$

donde A, B_1, B_2, C_1, C_2 y D son las reacciones bajo los puntales por longitud unitaria del muro (paso 2 del diseño de los puntales).

Determinamos el módulo de sección de los largueros con

$$S = \frac{M_{\text{máx}}}{\sigma_{\text{adm}}}$$

Los largueros se sujetan a veces a las tablaestacas en puntos que satisfacen los requisitos de soporte lateral.

EJEMPLO 12.3 La figura 12.20 muestra la sección transversal de un largo corte apuntalado.

a. Dibuje la envolvente de presión.
b. Determine las cargas de los puntales en los niveles A, B y C.

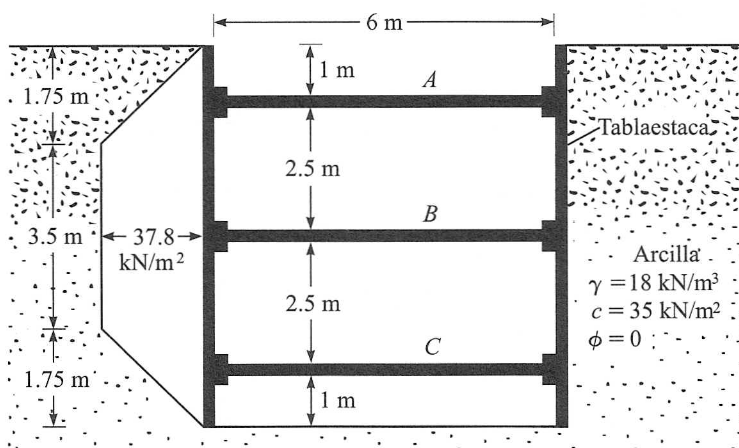


FIGURA 12.20

c. Determine el módulo de sección para la tablaestaca requerida.
d. Determine el módulo de sección para los largueros en el nivel B.

Los puntales estarán colocados a 3 m centro a centro.

Solución

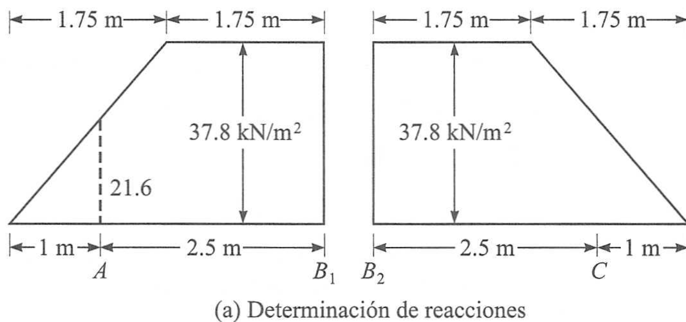
Parte a Con los valores dados $\gamma = 18$ kN/m³, $c = 35$ kN/m² y $H = 7$ m, encontramos

$$\frac{\gamma H}{c} = \frac{(18)(7)}{35} = 3.6 < 4$$

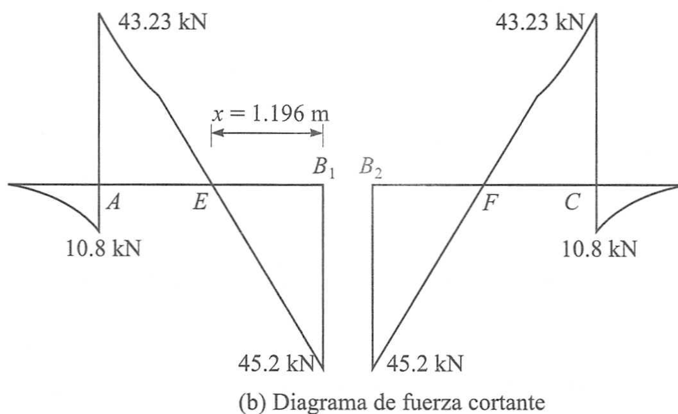
La envolvente de presión será como la de la figura 12.17, y está graficada en la figura 12.20 con intensidad de presión máxima, σ, igual a

$$0.3\gamma H = 0.3(18)(7) = 37.8 \text{ kN/m}^2.$$

Parte b Para la determinación de las cargas en los puntales, refiérase a la figura 12.21.



(a) Determinación de reacciones



(b) Diagrama de fuerza cortante

FIGURA 12.21

Tomando momentos respecto a B_1, $\Sigma M_{B1} = 0$, tenemos

$$A(2.5) = \left(\frac{1}{2}\right)(37.8)(1.75)\left(1.75 + \frac{1.75}{3}\right) - (1.75)(37.8)\left(\frac{1.75}{2}\right) = 0$$

o

$$A = 54.02 \text{ kN/m}$$

También, Σ fuerzas verticales = 0. Entonces,

$$\frac{1}{2}(1.75)(37.8) + (37.8)(1.75) = A + B_1$$

$$33.08 + 66.15 - A = B_1$$

Por lo que

$$B_1 = 45.2 \text{ kN/m}$$

Debido a la simetría, tenemos

$$B_2 = 45.2 \text{ kN/m}$$

$$C = 54.02 \text{ kN/m}$$

Las cargas en los puntales en los niveles A, B y C son

$$P_A = 54.02 \times \text{ separación horizontal, } s = 54.02 \times 3 = \mathbf{162.06 \text{ kN}}$$

$$P_B = (B_1 + B_2)3 = (45.2 + 45.2)3 = \mathbf{271.2 \text{ kN}}$$

$$P_c = 54.02 \times 3 = \mathbf{162.06 \text{ kN}}$$

Parte c Refiérase al lado izquierdo de la figura 12.21a. Para el momento máximo, la fuerza cortante debe ser 0. La naturaleza de la variación de la fuerza cortante se muestra en la figura 12.21b. La posición del punto E se da por

$$x = \frac{\text{reacción en } B_1}{37.8} = \frac{45.2}{37.8} = 1.196 \text{ m}$$

Tenemos

$$\text{magnitud del momento en } A = \frac{1}{2}(1)\left(\frac{37.8}{1.75} \times 1\right)\left(\frac{1}{3}\right)$$

$$= 3.6 \text{ kN-m/m de muro}$$

$$\text{magnitud del momento en } E = (45.2 \times 1.196) - (37.8 \times 1.196)\left(\frac{1.196}{2}\right)$$

$$= 54.06 - 27.03 = 27.03 \text{ kN-m/m de muro}$$

Como las cargas en las secciones izquierda y derecha de la figura 12.21a son las mismas, la magnitud de los momentos en F y C (figura 12.21b) serán los mismos que en E y A, respectivamente. Por consiguiente, el momento máximo es de 27.03 kN-m/m de muro.

El módulo de sección de la tablaestaca es

$$S = \frac{M_{\text{máx}}}{\sigma_{\text{adm}}} = \frac{27.03 \text{ kN-m}}{170 \times 10^3 \text{ kN/m}^2} = \mathbf{15.9 \times 10^{-5}\ m^3/m\ del\ muro}$$

Parte d La reacción en el nivel B se calculó en la parte b. Por lo tanto,

$$M_{\text{máx}} = \frac{(B_1 + B_2)s^2}{8} = \frac{(45.2 + 45.2)3^2}{8} = 101.7 \text{ kN-m}$$

El módulo de sección para las carreras en el nivel B es

$$S = \frac{101.7}{\sigma_{\text{adm}}} = \frac{101.7}{0.6F_y} = \frac{101.7}{0.6(248.4 \times 1000)}$$

$$= \mathbf{0.682 \times 10^{-3}\ m^3}$$

■

12.14 Levantamiento del fondo de un corte en arcilla

Los cortes apuntalados se vuelven inestables como resultado del levantamiento del fondo de la excavación. Terzaghi (1943b) analizó el factor de seguridad de excavaciones apuntaladas contra levantamiento del fondo. La superficie de falla para tal caso se muestra en la figura 12.22. La carga vertical por longitud unitaria del corte en el fondo de éste a lo largo de la línea *bd* y *af* es

$$Q = \gamma H B_1 - cH \tag{12.36}$$

donde $B_1 = 0.7B$
c = cohesión (ϕ = concepto 0)

Esta carga Q debe ser tratada como una carga por unidad de longitud sobre una cimen-

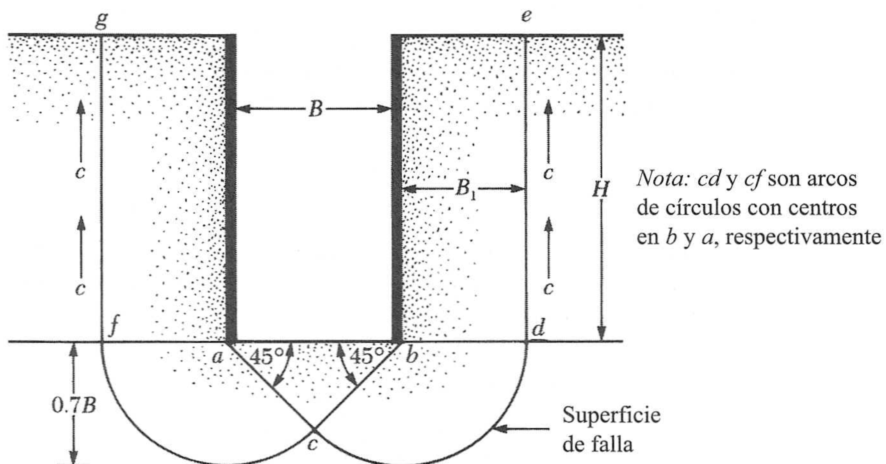


FIGURA 12.22 Factor de seguridad contra levantamiento del fondo.

tación continua al nivel de *bd* (y *af*) con ancho $B_1 = 0.7B$. Con base en la teoría de la capacidad de carga de Terzaghi, la capacidad de carga última neta por unidad de longitud de esta cimentación (capítulo 11) es

$$Q_u = cN_cB_1 = 5.7cB_1$$

Por consiguiente, de la ecuación (12.36), el factor de seguridad contra levantamiento del fondo es

$$FS_{(\text{levantamiento})} = \frac{Qu}{Q} = \frac{5.7cB_1}{\gamma HB_1 - cH} = \frac{1}{H}\left(\frac{5.7c}{\gamma - \dfrac{c}{0.7B}}\right) \tag{12.37}$$

Este factor de seguridad se basa en la hipótesis de que el estrato de arcilla es homogéneo, por lo menos, hasta una profundidad de $0.7B$ debajo del fondo del corte. Sin embargo, *una capa dura de roca o de material rocoso a una profundidad* $D < 0.7B$ modificará la superficie de falla en alguna medida. En tal caso, el factor de seguridad es

$$FS_{(\text{levantamiento})} = \frac{1}{H}\left(\frac{5.7c}{\gamma - c/D}\right) \tag{12.38}$$

Bjerrum y Eide (1956) también estudiaron el problema del levantamiento del fondo en cortes apuntalados en arcilla. Para el factor de seguridad propusieron

$$FS_{(\text{levantamiento})} = \frac{cN_c}{\gamma H} \tag{12.39}$$

El factor N_c de capacidad de carga, varía con las razones H/B y L/B (donde L = longitud del corte). Para cortes infinitamente largos ($B/L = 0$), $N_c = 5.14$ para $H/B = 0$ y crece a $N_c = 7.6$ para $H/B = 4$. Más allá de este valor, es decir, para $H/B > 4$, el valor de N_c permanece constante. Para cortes cuadrados en planta ($B/L = 1$), $N_c = 6.3$ para $H/B = 0$, y $N_c = 9$ para $H/B \geq 4$. En general, para cualquier H/B,

$$N_{c(\text{rectángulo})} = N_{c(\text{cuadrado})}\left(0.84 + 0.16\frac{B}{L}\right) \tag{12.40}$$

La figura 12.23 muestra la variación en los valores de N_c para $L/B = 1, 2, 3$ e ∞.

Cuando se combinan las ecuaciones (12.39) y (12.40), el factor de seguridad contra levantamiento toma la forma

$$FS_{(\text{levantamiento})} = \frac{cN_{c(\text{cuadrado})}\left(0.84 + 0.16\dfrac{B}{L}\right)}{\gamma H} \tag{12.41}$$

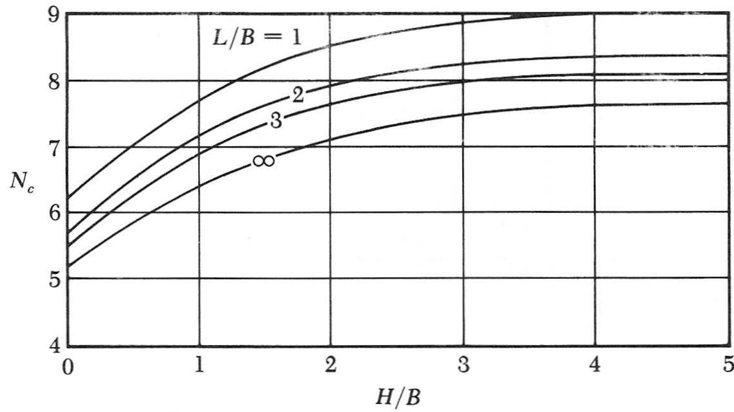


FIGURA 12.23 Variación de N_c con L/B y H/B (con base en la ecuación de Bjerrum y Eide, ecuación (12.40)].

La ecuación (12.41) y la variación del factor de capacidad de carga, N_c, como muestra la figura 12.23, se basan en las hipótesis de que el estrato de arcilla debajo del fondo del corte es homogéneo y que la magnitud de la cohesión no drenada en el suelo que contiene la superficie de falla es igual a c (figura 12.24). Sin embargo, si un estrato de arcilla más resistente se encuentra a una mayor profundidad, como muestra la figura 12.25a, la superficie de falla debajo del corte será controlada por las cohesiones no drenadas c_1 y c_2.

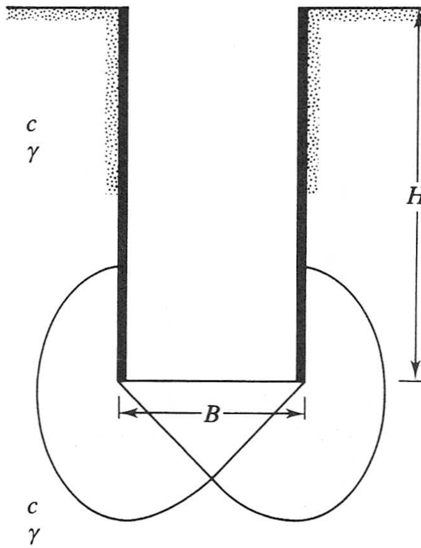
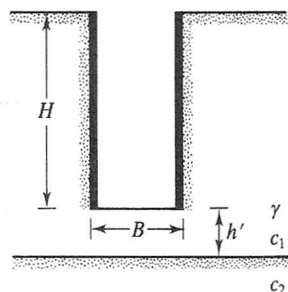
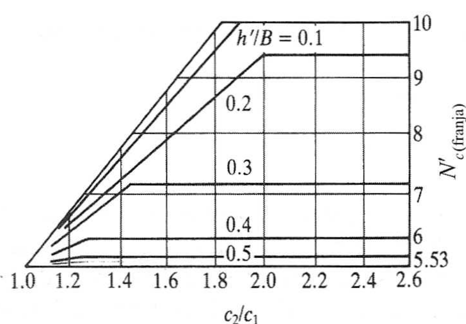


FIGURA 12.24 Derivación de la ecuación (12.42).

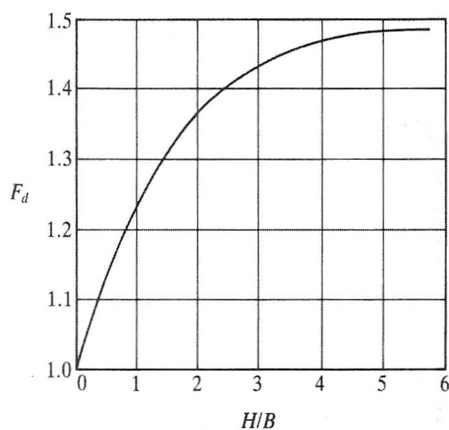


(*Nota:* $c_2 > c_1$)

(a)



(b)



(c)

FIGURA 12.25 (a) Arcilla estratificada debajo del fondo del corte; (b) variación de $N'_{c(\text{franja})}$ con c_2/c_1 y h'/B (según Reddy y Srinivasan, 1967); y (c) variación de F_d con H/B.

Para este tipo de condición, el factor de seguridad es

$$FS_{(\text{levantamiento})} = \frac{c_1[N'_{c(\text{franja})} F_d] F_s}{\gamma H} \tag{12.42}$$

donde $N'_{c(\text{franja})}$ = factor de capacidad de carga de un corte infinitamente largo ($B/L = 0$), que es una función de h'/B y c_2/c_1

F_d = factor de profundidad, que es una función de H/B

F_s = factor de forma

La variación de $N'_{c(\text{franja})}$ se muestra en la figura 12.25b, y la variación de F_d como función de H/B está dada en la figura 12.25c. El factor de forma F_s, es

$$F_s = 1 + 0.2\frac{B}{L} \tag{12.43}$$

En la mayoría de los casos, un factor de seguridad de aproximadamente 1.5 es recomendado en general. Si F_s resulta menor que aproximadamente 1.5, la tablaestaca se hinca más profundamente (figura 12.26). La profundidad d es usualmente mantenida menor que o igual a $B/2$. En este caso, la fuerza P por longitud unitaria de la tablaestaca enterrada (aa' y bb') puede expresarse como sigue (U.S. Department de la Marina de Estados Unidos, 1971):

$$P = 0.7(\gamma HB - 1.4cH - \pi cB) \quad \text{para } d \geq 0.47B \tag{12.44}$$

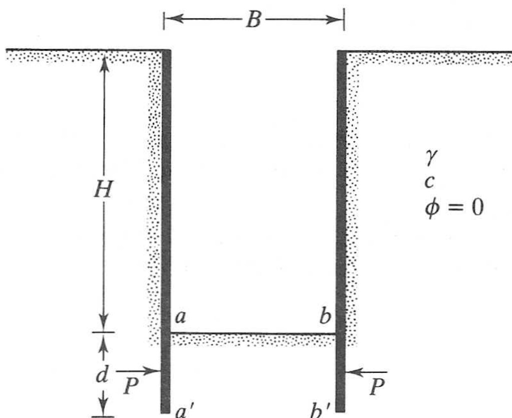


FIGURA 12.26 Fuerza sobre la longitud enterrada de la tablaestaca.

y

$$P = 1.5d\left(\gamma H - \frac{1.4cH}{B} - \pi c\right) \quad \text{para } d \leq 0.47B \tag{12.45}$$

EJEMPLO 12.4 Un largo corte apuntalado en arcilla saturada tiene un ancho de corte $B = 4.5$ m y una profundidad de corte $H = 8$ m. Para la arcilla, $\gamma = 17.2$ kN/m³ y $c = 42$ kN/m². Determine el factor de seguridad contra levantamiento del fondo usando cada una de las siguientes ecuaciones:

a. Ecuación (12.37)
b. Ecuación (12.39)

Suponga que la arcilla se extiende a gran profundidad debajo del fondo del corte.

Solución

a.

$$FS_{(\text{levantamiento})} = \frac{1}{H}\left(\frac{5.7c}{\gamma - \dfrac{c}{0.7B}}\right) = \frac{1}{8}\left(\frac{5.7 \times 42}{17.2 - \dfrac{42}{0.7 \times 4.5}}\right) = \mathbf{7.74}$$

b.

$$FS_{(\text{levantamiento})} = \frac{cN_c}{\gamma H}$$

De la figura 12.23 para $H/B = 8/4.5 = 1.78$ y $L/B \approx \infty$, la magnitud de $N_c \approx 7$. Por lo que

$$FS_{(\text{levantamiento})} = \frac{(42)(7)}{(17.2)(8)} = \mathbf{2.14}$$

■

EJEMPLO 12.5 Refiérase al ejemplo 12.4. Si un estrato de arcilla dura ($c = 55$ kN/m²) se encuentra a 1.5 m debajo del fondo del corte, ¿cuál será el factor de seguridad contra levantamiento del fondo?

Solución Para arcilla estratificada encontrada debajo del fondo del corte, usamos la ecuación (12.42). Refiérase a la figura 12.25a. Primero,

$$\frac{c_2}{c_1} = \frac{55}{42} = 1.31$$

$$\frac{h'}{B} = \frac{1.5}{4.5} = 0.33$$

De la figura 12.25b para $c_2/c_1 = 1.31$ y $h'/B \approx 0.33$, la magnitud de $N'_{c(\text{franja})} \approx 6.5$. De nuevo

$$\frac{H}{B} = \frac{8}{4.5} = 1.78$$

Entonces, de la figura 12.25c, $F_d \approx 1.34$. También,

$$F_s = 1 + 0.2\left(\frac{B}{L}\right) = 1 + 0.2\left(\frac{10}{\infty}\right) = 1.0$$

Entonces,

$$FS_{(\text{levantamiento})} = \frac{c_1[N_{c\,(\text{franja})}\,F_d]F_s}{\gamma H} = \frac{(42)[(6.5)(1.34)](1.0)}{(17.2)(8)} = \mathbf{2.66}$$ ■

12.15 Cedencia lateral de tablaestacas y asentamiento del terreno

En cortes apuntaladas es posible algún movimiento lateral de las paredes del tablaestacado (figura 12.27). La magnitud de la cedencia lateral depende de varios factores, el más importante de los cuales es el tiempo transcurrido entre la excavación y la colocación de los largueros y los puntales. Mana y Clough (1981) analizaron los registros de campo de varios cortes apuntalados en arcilla de las áreas de San Francisco, Oslo (Noruega), Boston, Chicago y Bowline Point (Nueva York). Bajo condiciones ordinarias de construcción, encontraron que la cedencia máxima lateral del muro, $\delta_{H(\text{máx})}$, tiene una relación definida con el factor de seguridad contra levantamiento, como muestra la figura

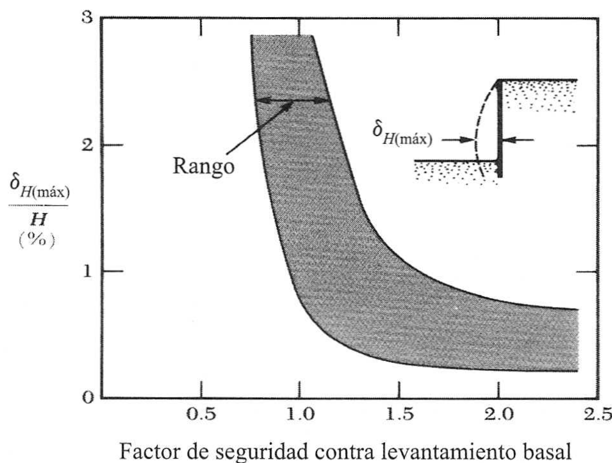


FIGURA 12.27 Rango de variación de $\delta_{H(\text{máx})}/H$ con FS *versus* levantamiento basal de observaciones de campo (según Mana y Clough, 1981).

12.27. Note que el factor de seguridad contra levantamiento graficado en la figura 12.27 fue calculado usando las ecuaciones (12.37) y (12.38).

Como vimos antes, en varios casos las tablaestacas (o las vigas montantes, según sea el caso) son hincadas a una cierta profundidad debajo del fondo de la excavación. La razón es reducir la cedencia lateral de los muros durante las últimas etapas de la excavación. La cedencia lateral de los muros ocasionará que la superficie del terreno que rodea al corte se asiente. Sin embargo, el grado de cedencia lateral depende principalmente del tipo de suelo debajo del fondo del corte. Si la arcilla debajo del corte se extiende a una gran profundidad y $\gamma H/c$ es menor que aproximadamente 6, la extensión de las tablaestacas o vigas montantes por debajo del fondo del corte ayudará considerablemente a reducir la cedencia lateral de los muros.

Sin embargo, bajo circunstancias similares, si $\gamma H/c$ es aproximadamente 8, la extensión de las tablaestacas en la arcilla debajo del corte no ayuda significativamente. En tales circunstancias podemos esperar un alto grado de cedencia del muro que puede conducir al colapso total de los sistemas de apuntalamiento. Si un estrato de suelo duro se encuentra debajo de un estrato de arcilla en el fondo del corte, las tablaestacas deben empotrarse en el estrato más rígido. Esta acción reducirá grandemente la cedencia lateral.

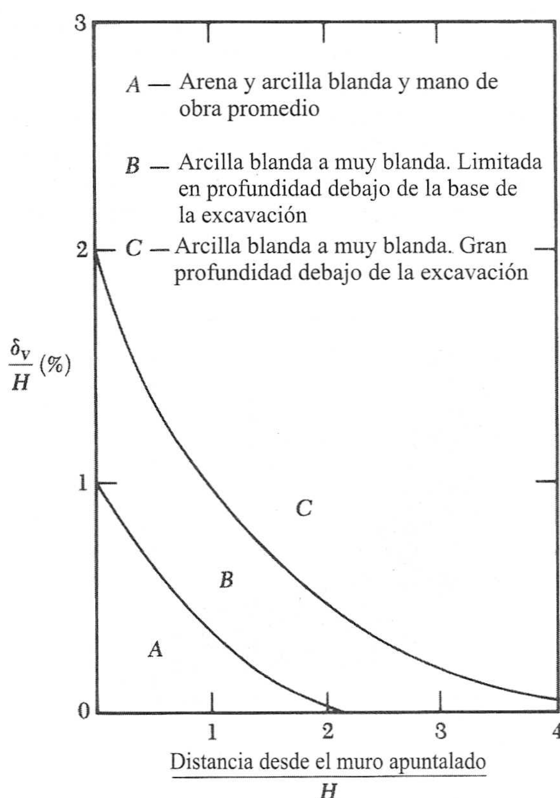


FIGURA 12.28 Variación del asentamiento del terreno con la distancia, según Peck (1969).

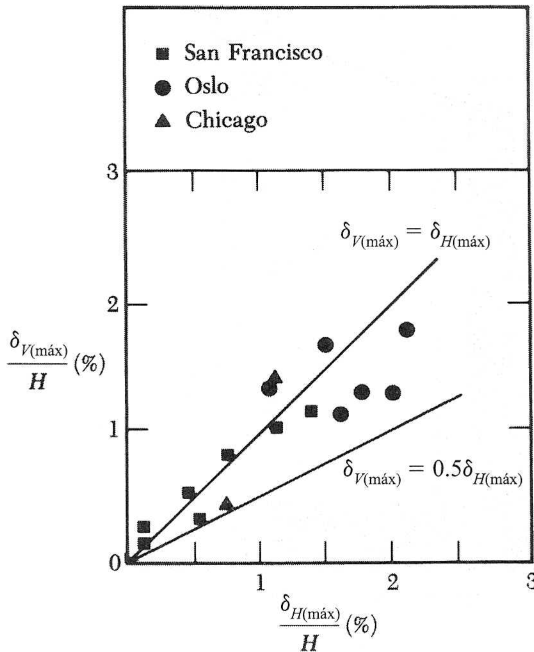


FIGURA 12.29 Variación de la cedencia lateral máxima con el asentamiento máximo del terreno (según Mana y Clough, 1981).

La cedencia lateral de los muros inducirá generalmente un asentamiento del terreno, δ_V, alrededor de un corte apuntalado, lo que se llama generalmente *pérdida de terreno.* Con base en varias observaciones de campo, Peck (1969) proporcionó curvas para predecir el asentamiento del terreno en varios tipos de suelos (ver la figura 12.28). La magnitud de la pérdida de terreno varía ampliamente; sin embargo, la figura 12.28 se usa como una guía general.

Con base en los datos de campo obtenidos en varios cortes en las áreas de San Francisco, Oslo y Chicago, Mana y Clough (1981) dieron una correlación entre la cedencia lateral máxima de las tablaestacas, $\delta_{H(\text{máx})}$, y el asentamiento máximo del terreno, $\delta_{V(\text{máx})}$. La variación se muestra en la figura 12.29. Note que

$$\delta_{V(\text{máx})} \approx 0.5\delta_{H(\text{máx})} \quad \text{a} \quad 1.0\delta_{H(\text{máx})} \tag{12.46}$$

Problemas

Para los problemas 12.1 al 12.5, use un peso específico del concreto, $\gamma_c = 23.58$ kN/m³.

12.1 Para el muro de retención en voladizo mostrado en la figura 12.30, las dimensiones son $H = 8$ m, $x_1 = 0.4$ m, $x_2 = 0.6$ m, $x_3 = 1.5$ m, $x_4 = 3.5$ m, $x_5 = 0.96$ m, $D = 1.75$ m y $\alpha = 10°$; las propiedades del suelo son $\gamma_1 = 16.8$ kN/m³, $\phi_1 = 32°$, $\gamma_2 = 17.6$ kN/m³, $\phi_2 = 28°$ y $c_2 = 30$ kN/m². Calcule los factores de seguridad respecto a volteo, deslizamiento y capacidad de carga.

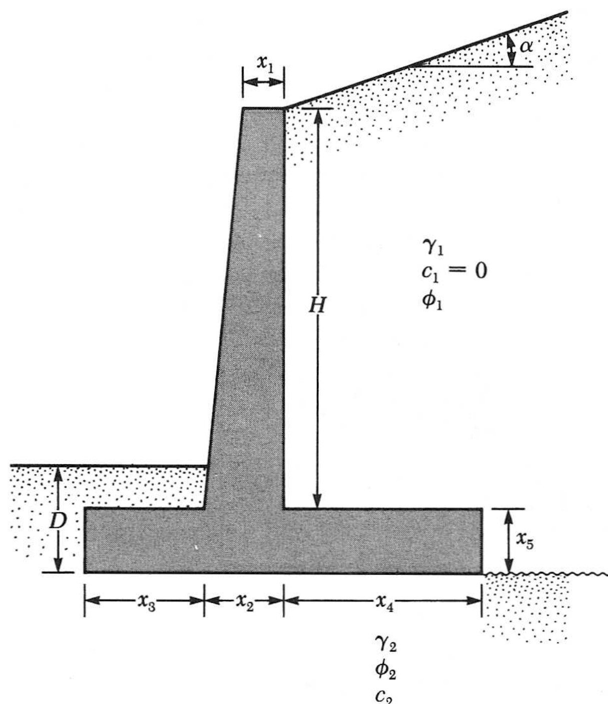


FIGURA 12.30

12.2 Resuelva el problema 12.1 para las dimensiones del muro H = 6 m, x_1 = 0.3 m, x_2 = 0.7 m, x_3 = 1.4 m, x_4 = 2.3 m, x_5 = 0.85 m, D = 1.25 m y α = 5°; las propiedades del suelo son γ_1 = 18.4 kN/m³, ϕ_1 = 34°, γ_2 = 16.8 kN/m³, ϕ_2 = 18° y c_2 = 50 kN/m².

12.3 Resuelva el problema 12.1 con las dimensiones del muro H = 5.49 m, x_1 = 0.46 m, x_2 = 0.58 m, x_3 = 0.92 m, x_4 = 1.55 m, x_5 = 0.61 m, D = 1.22 m y α = 0°; las propiedades del suelo son γ_1 = 18.08 kN/m³, ϕ_1 = 36°, γ_2 = 19.65 kN/m³, ϕ_2 = 15° y c_2 = 44 kN/m².

12.4 En la figura 12.31 se muestra un muro de retención de gravedad. Calcule los factores de seguridad con respecto a volteo y deslizamiento. Las dimensiones del muro son H = 6 m, x_1 = 0.6 m, x_2 = 0.2 m, x_3 = 2 m, x_4 = 0.5 m, x_5 = 0.75 m, x_6 = 0.8 m y D = 1.5 m; las propiedades del suelo son γ_1 = 16.5 kN/m³, ϕ_1 = 32°, γ_2 = 18 kN/m³, ϕ_2 = 22° y c_2 = 40 kN/m². Use para el cálculo la presión activa de Rankine.

12.5 Resuelva el problema 12.4 usando para el cálculo la presión activa de Coulomb y $\delta = \frac{2}{3}\phi_1$.

12.6 Refiérase al corte apuntalado en la figura 12.32, para el cual γ = 17.6 kN/m³, ϕ = 32° y c = 0. Los puntales están localizados a 4 m entre centros en planta. Dibuje la envolvente de presión de tierra y determine las cargas de los puntales en los niveles A, B y C.

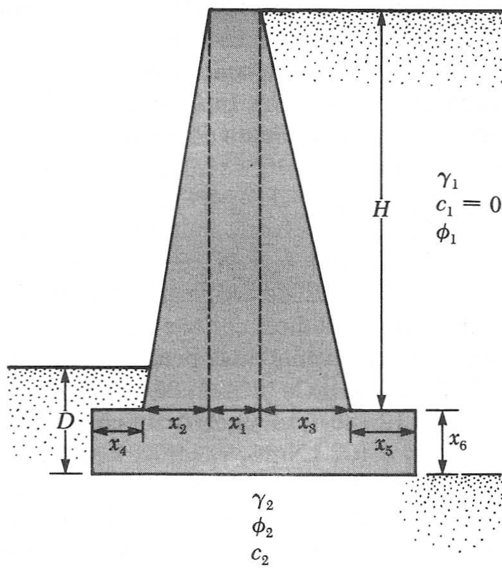


FIGURA 12.31

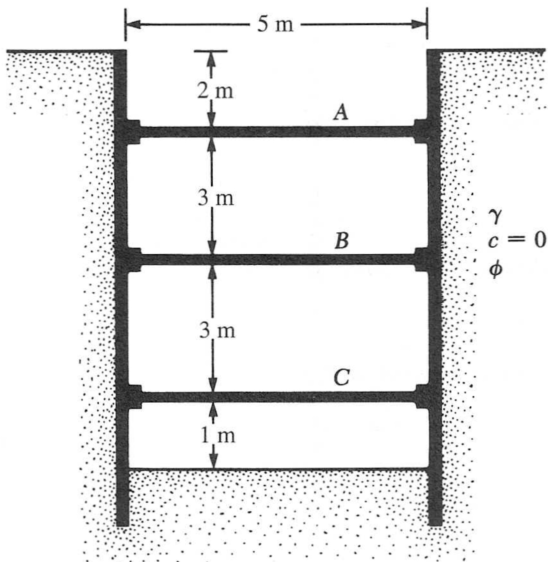


FIGURA 12.32

12.7 Para el corte apuntalado descrito en el problema 12.6, suponga que $\sigma_{adm} = 172$ MN/m².
a. Determine la sección de la tablaestaca.
b. ¿Cuál es el módulo de sección de los largueros en el nivel A?

12.8 Resuelva el problema 12.6 para $\gamma = 18.2$ kN/m³, $\phi = 35°$, $c = 0$ y un espaciamiento de puntales centro a centro en planta de 3 m.

12.9 Determine la sección de tablaestaca requerida para el corte apuntalado descrito en el problema 12.8 para $\sigma_{adm} = 172$ MN/m².

12.10 Refiérase a la figura 12.18a. Para el corte apuntalado, $H = 6$ m, $H_s = 2$ m, $\gamma_s = 16.2$ kN/m³, ángulo de fricción de la arena, $\phi_s = 34°$, $H_c = 4$ m, $\gamma_c = 17.5$ kN/m³ y resistencia a compresión siemple del estrato de arcilla, $q_u = 68$ kN/m².
a. Estime la cohesión promedio, c_{prom}, y el peso específico promedio, γ_{prom}, para el desarrollo de la envolvente de la presión de tierra.
b. Grafique la envolvente de la presión de tierra.

12.11 Refiérase a la figura 12.18b, que muestra un corte apuntalado en arcilla. Aquí, $H = 7$ m, $H_1 = 2$ m, $c_1 = 102$ kN/m², $\gamma_1 = 17.5$ kN/m³, $H_2 = 2.5$ m, $c_2 = 75$ kN/m², $\gamma_2 = 16.8$ kN/m³, $H_3 = 2.5$ m, $c_3 = 80$ kN/m² y $\gamma_3 = 17$ kN/m³.
a. Determine la cohesión promedio, c_{prom} y el peso específico promedio, γ_{prom}, para el desarrollo de la envolvente de la presión de tierra.
b. Grafique la envolvente de la presión de tierra.

12.12 Refiérase a la figura 12.33 en la que $\gamma = 17.5$ kN/m³, $c = 30$ kN/m² y un espaciamiento centro a centro de puntales de 5 m. Dibuje la envolvente de presión de tierra y determine las cargas de los puntales en los niveles A, B y C.

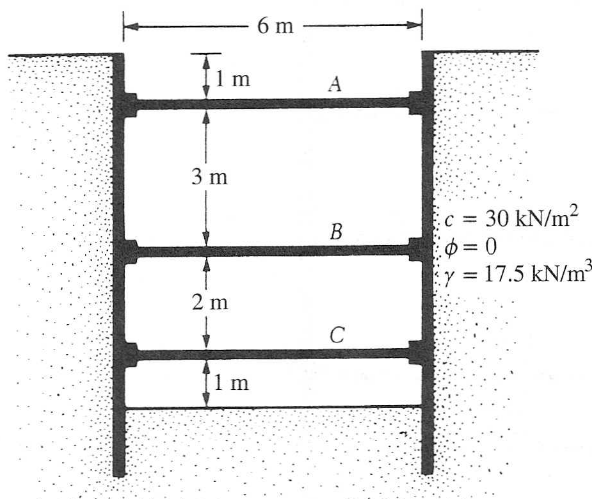


FIGURA 12.33

12.13 Para el corte apuntalado descrito en el problema 12.12, determine la sección de la tablaestaca. Use $\sigma_{adm} = 170$ MN/m².

12.14 Resuelva el problema 12.12 con $c = 60$ kN/m².

12.15 Determine el factor de seguridad contra levantamiento del fondo para el corte apuntalado descrito en el problema 12.12. Use las ecuaciones (12.37) y (12.41). Para la ecuación (12.41), suponga que la longitud del corte es $L = 18$ m.

12.16 Determine el factor de seguridad contra levantamiento del fondo para el corte apuntalado descrito en el problema 12.14. Use la ecuación (12.41). La longitud del corte es de 12.5 m.

Referencias

Bjerrum, L., and Eide, O. (1956). "Stability of Strutted Excavation in Clay," *Geotechnique,* Vol. 6, No. 1, 32-47.

Casagrande, L. (1973). "Comments on Conventional Design of Retaining Structure," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division,* ASCE, Vol. 99, No. SM2, 181-198.

Das, B. M., and Seeley, G. R. (1975). "Active Thrust on Braced Cut in Clay," *Journal of the Construction Division,* American Society of Civil Engineers, Vol. 191, No. CO4, 945-949.

Elman, M. T., and Terry, C. F. (1988). "Retaining Walls with Sloped Heel," *Journal of Geotechnical Engineering,* American Society of Civil Engineers, Vol. 114, No. GT10, 1194-1199.

Mana, A. I., and Clough, G. W. (1981). "Prediction of Movements for Braced Cuts in Clay," *Journal of the Geotechnical Engineering Division,* American Society of Civil Engineers, Vol. 107, No. GT8, 759-777.

Peck, R. B. (1943). "Earth Pressure Measurements in Open Cuts, Chicago (I11.) Subway," *Transactions,* American Society of Civil Engineers, Vol. 108, 1008-1058.

Peck, R. B. (1969). "Deep Excavation and Tunneling in Soft Ground," *Proceedings,* Seventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City, State-of-the-Art Volume, 225-290.

Reddy, A. S., and Srinivasan, R. J. (1967). "Bearing Capacity of Footing on Layered Clay," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division,* American Society of Civil Engineers, Vol. 93, No. SM2, 83-99.

Terzaghi, K. (1943a). "General Wedge Theory of Earth Pressure," *Transactions,* American Society of Civil Engineers, Vol. 106, 69-97.

Terzaghi, K. (1943b). *Theoretical Soil Mechanics,* Wiley, New York.

U. S. Department of the Navy (1971)."Design Manual-Soil Mechanics, Foundations, and Earth Structures," NAVFAC DM-7, Washington, D.C.

Referencias suplementarias para estudio adicional

Bell, J. R., Stilley, A. N., and Vandre, B. (1975). "Fabric Retaining Earth Walls," *Proceedings,* Thirteenth Engineering Geology and Soils Engineering Symposium, Moscow, Idaho.

Casagrande, L. (1973). "Comments on Conventional Desing of Retaining Structure," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division,* ASCE, Vol. 99, No. SM2, 181-198.

Federal Highway Administration (1996). *Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes Design and Construction Guidelines, Publication No. FHWA-SA-96-071,* Washington, D.C.

Goh, A. T. C. (1993). "Behavior of Cantilever Retaining Walls," *Journal of Geotechnical Engineering,* ASCE, Vol. 119, No. 11, 1751-1770.

Hijab, W. (1956). "A Note on the Centroid of a Logarithmic Spiral Sector," *Geotechnique,* Vol. 4, No. 2, 96-99.

Kim, J. S., and Preber, T. (1969). "Earth Pressure Against Braced Excavations," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division,* ASCE, Vol. 96, No. 6, 1581-1584.

Richards, R., and Elms, D. G. (1979). "Seismic Behavior of Gravity Retaining Walls," *Journal of the Geotechnical Engineering Division,* American Society of Civil Engineers, Vol. 105, No. GT, 449-464.

13

Cimentaciones profundas. Pilotes y pilas perforadas

Los pilotes son miembros estructurales hechos de acero, concreto y/o madera, usados para construir cimentaciones de pilotes, que son profundas y más caras que las cimentaciones superficiales (véase el capítulo 11). A pesar del costo, el uso de pilotes frecuentemente es necesario para garantizar la seguridad estructural. Las pilas perforadas son pilas coladas en el lugar que generalmente tienen un diámetro mayor que 750 mm con o sin refuerzo de acero y con o sin un fondo ampliado. La primera parte de este capítulo considera las cimentaciones con pilotes y la segunda parte presenta un análisis detallado de las pilas perforadas.

CIMENTACIONES CON PILOTES

13.1 *Necesidad de las cimentaciones con pilotes*

Las cimentaciones con pilotes se requieren en circunstancias especiales. Las siguientes son algunas de éstas.

1. Cuando el estrato superior del suelo es (son) altamente compresible y demasiado débil para soportar la carga transmitida por la superestructura, se usan pilotes para transmitir la carga al lecho de roca subyacente o a un estrato de suelo más fuerte, como muestra la figura 13.1a. Cuando no se encuentra un lecho de roca a una profundidad razonable debajo de la superficie del terreno, se usan pilotes para transmitir gradualmente la carga estructural al suelo. La resistencia a la carga estructural aplicada se deriva principalmente de la resistencia por fricción desarrollada en la interface suelo-pilote (figura 13.1b).
2. Cuando están sometidas a fuerzas horizontales (véase la figura 13.1c), las cimentaciones con pilotes resisten por flexión mientras soportan aún la carga vertical transmitida por la superestructura. Esta situación se encuentra generalmente en el diseño y construcción de estructuras de retención de tierra y en las cimentaciones de estructuras altas que están sometidas a fuerzas severas por viento y/o sismo.

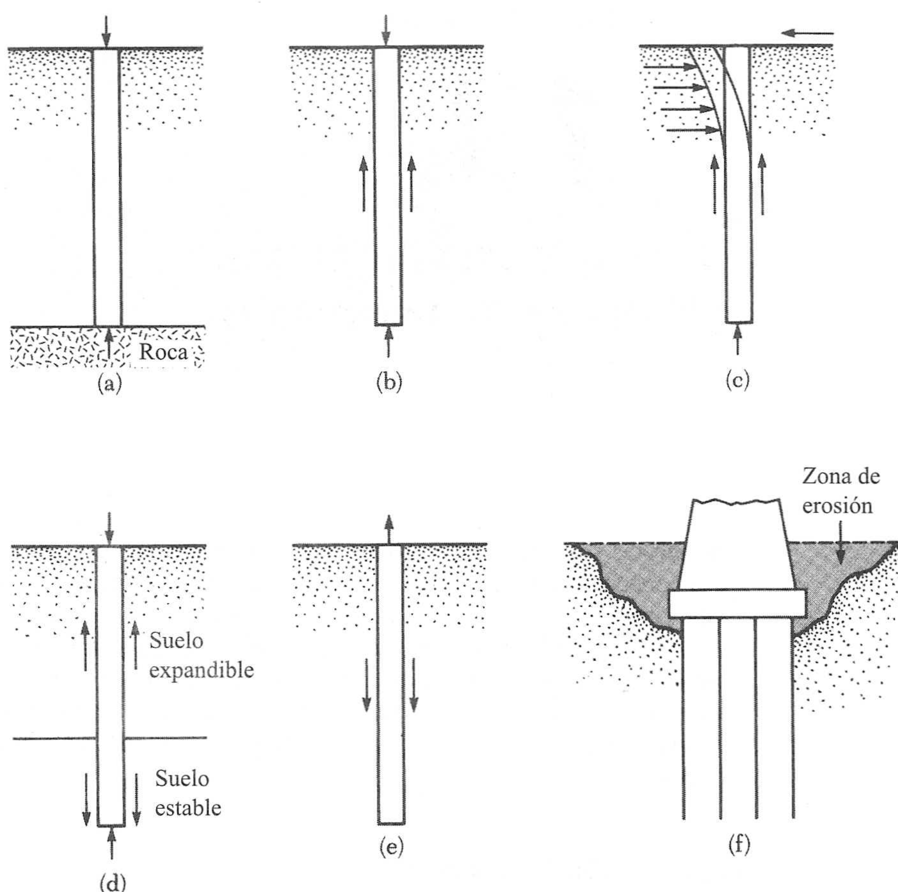


FIGURA 13.1 Condiciones para el uso de cimentaciones con pilotes.

3. En muchos casos, los suelos en el sitio de una estructura propuesta pueden ser expansivos y colapsables. Esos suelos se pueden extender hasta una gran profundidad debajo de la superficie del terreno. Los suelos expansivos se expanden y contraen conforme el contenido de agua aumenta y disminuye, y la presión de expansión de tales suelos es considerable. Si se usan cimentaciones superficiales, la estructura puede sufrir daños considerables. Sin embargo, las cimentaciones con pilotes se consideran como una alternativa cuando los pilotes se extienden más allá de la zona activa, que se expande y contrae (figura 13.1d). Suelos como el *loes* son colapsables. Cuando el contenido de agua de esos suelos aumenta, sus estructuras se rompen. Un decremento repentino en la relación de vacíos del suelo induce grandes asentamientos de estructuras soportadas por cimentaciones superficiales. En tales casos, se usan las cimentaciones con pilotes en las que éstos se extienden hasta estratos de suelo estable, más allá de la zona de cambios posibles de contenido de agua.
4. Las cimentaciones de algunas estructuras, como torres de transmisión, plataformas fuera de la costa y losas de sótanos debajo del nivel freático, son sometidas

a fuerzas de levantamiento. Los pilotes se usan a veces para esas cimentaciones y así resistir la fuerza de levantamiento (figura 13.1e).

5. Los estribos y pilas de puentes son construidos usualmente sobre cimentaciones con pilotes para evitar la posible pérdida de capacidad de carga que una cimentación superficial podría padecer debido a la erosión del suelo en la superficie del terreno (figura 13.1f).

Aunque numerosas investigaciones, tanto teóricas como experimentales, han sido conducidas para predecir el comportamiento y la capacidad de carga de pilotes en suelos granulares y cohesivos, los mecanismos no son aún plenamente entendidos y tal vez nunca lo sean. El diseño de cimentaciones con pilotes se considera como un "arte", resultado de las incertidumbres implícitas en el trabajo con algunas condiciones del subsuelo.

13.2 Tipos de pilotes y sus características estructurales

Se usan diferentes tipos de pilotes en el trabajo de construcción, dependiendo del tipo de carga por tomarse, de las condiciones del subsuelo y del nivel del agua freática. Los pilotes se dividen en los siguientes tipos: a) pilotes de acero, b) pilotes de concreto, c) pilotes de madera y d) pilotes compuestos.

Pilotes de acero

Los *pilotes de acero* son en general construidos *a base de tubos* o *de secciones H laminadas de acero*. Los pilotes de tubos se hincan en el terreno con sus extremos abiertos o cerrados. Las secciones de patín ancho y las secciones I de acero también se usan como pilotes; sin embargo, las secciones H para pilotes son usualmente preferidas porque sus espesores de alma y patines son iguales. En los perfiles de patín ancho y vigas I, los espesores del alma son menores que los espesores de los patines. La tabla 13.1 da las dimensiones de algunos pilotes de acero estándar de sección H usados en Estados Unidos. La tabla 13.2 muestra secciones de tubo seleccionadas frecuentemente usados como pilotes. En muchos casos, los pilotes a base de tubos son rellenados con concreto una vez que han sido hincados.

Cuando es necesario, los pilotes de acero son empalmados por soldadura o por remaches. La figura 13.2a muestra un empalme típico con soldadura para un pilote H. Un empalme típico con soldadura para un pilote de tubo se muestra en la figura 13.2b. La figura 13.2c muestra un diagrama de empalme de un pilote H por medio de remaches o pernos.

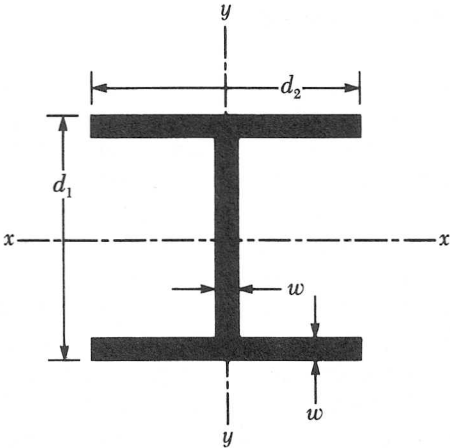
Cuando se esperan condiciones difíciles de hincado, tales como a través de grava densa, pizarras y roca suave, los pilotes de acero pueden adaptarse con puntas o zapatas de hincado. Las figuras 13.2d y e son diagramas de dos tipos de zapatas usadas para pilotes de tubo.

Pilotes de concreto

Los *pilotes de concreto* se dividen en dos tipos básicos: pilotes prefabricados y colados *in situ*. Los pilotes prefabricados se preparan usando refuerzo ordinario y son cuadrados u octagonales en su sección transversal (figura 13.3). El refuerzo se proporciona para que el pilote resista el momento flexionante desarrollado durante su levantamiento y trans-

Tabla 13.1 Pilotes de sección H comúnmente usados en Estados Unidos.

Designación, tamaño (mm) × peso (kN/m)	Profundidad d_1 (mm)	Área de la sección ($m^2 \times 10^{-3}$)	Espesor de patín y alma, w (mm)	Ancho de patín (mm)	Momento de inercia ($m^4 \times 10^{-6}$)	
					I_{xx}	I_{yy}
HP 200 × 0.52	204	6.84	11.3	207	49.4	16.8
HP 250 × 0.834	254	10.8	14.4	260	123	42
× 0.608	246	8.0	10.6	256	87.5	24
HP 310 × 1.226	312	15.9	17.5	312	271	89
× 1.079	308	14.1	15.5	310	237	77.5
× 0.912	303	11.9	13.1	308	197	63.7
× 0.775	299	10.0	11.1	306	164	62.9
HP 330 × 1.462	334	19.0	19.5	335	370	123
× 1.264	329	16.5	16.9	333	314	104
× 1.069	324	13.9	14.5	330	263	86
× 0.873	319	11.3	11.7	328	210	69
HP 360 × 1.707	361	22.2	20.5	378	508	184
× 1.491	356	19.4	17.9	376	437	158
× 1.295	351	16.8	15.6	373	374	136
× 1.060	346	13.8	12.8	371	303	109



porte, la carga vertical y el momento flexionante causado por la carga lateral. Los pilotes son colados a las longitudes deseadas y son curados antes de ser transportados a los sitios de trabajo.

Los pilotes prefabricados también son presforzados usando torones de presfuerzo de acero de alta resistencia. La resistencia última de esos torones de acero es aproximadamente de 1800 MN/m². Durante el colado de los pilotes, los torones son pretensados de 900 a 1300 MN/m², y se vierte el concreto alrededor de ellos. Después del curado, los torones se cortan, produciendo así una fuerza de compresión sobre la sección del pilote. La tabla 13.3 da información adicional sobre los pilotes de concreto presforzado con secciones transversales cuadradas u octagonales.

Tabla 13.2 Secciones seleccionadas de tubos para pilotes.

Diámetro exterior (mm)	Espesor de pared (mm)	Área de acero (cm^2)
219	3.17	21.5
	4.78	32.1
	5.56	37.3
	7.92	52.7
254	4.78	37.5
	5.56	43.6
	6.35	49.4
305	4.78	44.9
	5.56	52.3
	6.35	59.7
406	4.78	60.3
	5.56	70.1
	6.35	79.8
457	5.56	80
	6.35	90
	7.92	112
508	5.56	88
	6.35	100
	7.92	125
610	6.35	121
	7.92	150
	9.53	179
	12.70	238

Los *pilotes colados in situ* (*colados en el lugar*) se construyen haciendo un agujero en el terreno y llenándolo luego con concreto. Varios tipos de pilotes de concreto colados en el lugar se usan actualmente en construcción, y la mayoría han sido patentados por sus fabricantes. Esos pilotes se dividen en dos amplias categorías: con ademe y sin ademe. Ambos tipos tienen un pedestal en el fondo.

Los *pilotes con ademe* se hacen hincando una funda de acero en el terreno con ayuda de un mandril colocado dentro de la funda. Cuando el pilote alcanza la profundidad apropiada, el mandril se retira y la funda se llena con concreto. Las figuras 13.4a, b, c y d muestran algunos ejemplos de pilotes ademados sin pedestal y la figura 13.4e muestra un pilote ademado con un pedestal. El pedestal es un bulbo de concreto expandido que se forma dejando caer un martillo sobre el concreto fresco.

Las figuras 13.4f y 13.4g son dos tipos de *pilotes sin ademe,* uno sin pedestal y el otro con pedestal. Los pilotes sin ademe se hacen hincando primero la funda a la profundidad deseada y luego llenándola con concreto fresco; entonces, la funda se retira gradualmente.

Información adicional sobre pilotes colados en el lugar se da en la tabla 13.4.

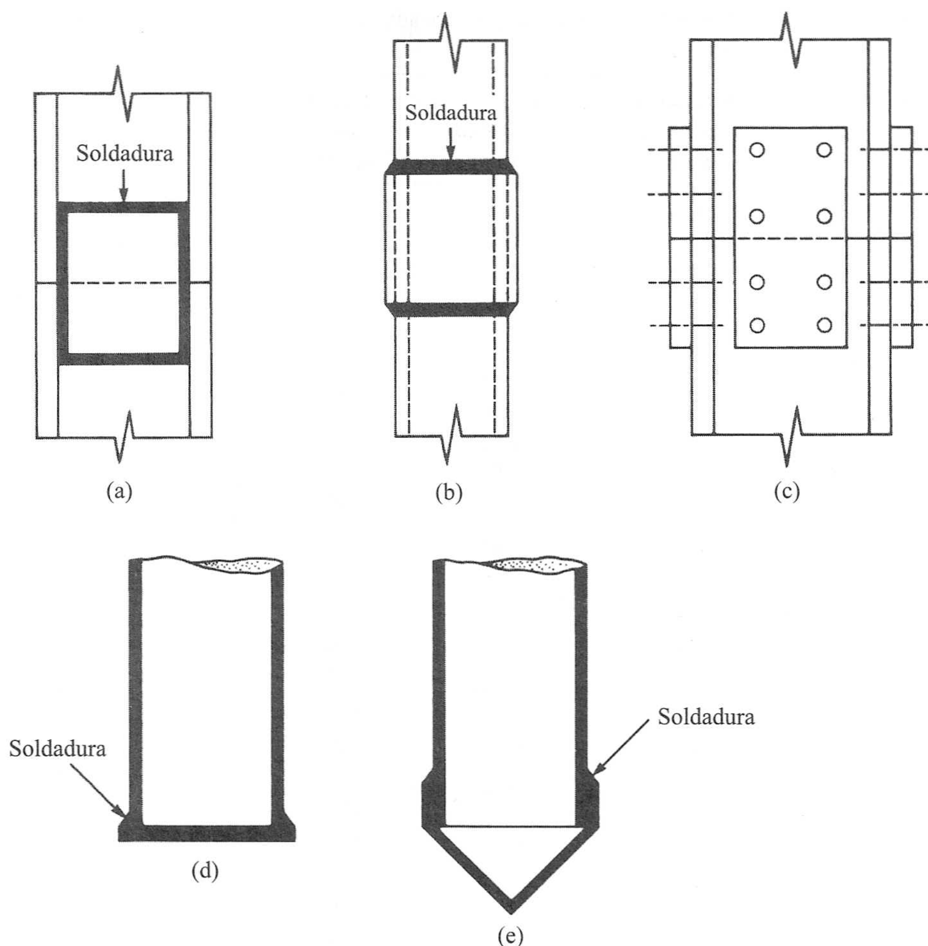


FIGURA 13.2 Pilotes de acero: (a) empalme de pilote H por soldadura; (b) empalme de pilote de tubo por soldadura; (c) empalme de pilote H por medio de remaches o pernos; (d) punta de hincado de placa de un pilote de tubo; (e) punta de hincado cónica de un pilote de tubo.

Pilotes de madera

Los *pilotes de madera* son troncos de árboles a los que se les ha quitado las ramas y la corteza. La longitud máxima de la mayoría de los pilotes de madera es de entre 10 y 20 m. Para calificar como pilotes, la madera debe estar recta, sana y sin defectos. El *Manual de Práctica,* No. 17 (1959), de la American Society of Civil Engineers, divide los pilotes de madera en tres clases:

1. Los *pilotes clase A* soportan cargas pesadas. El diámetro mínimo del extremo más grueso (cabeza) debe ser de 356 mm.
2. Los *pilotes clase B* se usan para soportar cargas medias. El diámetro mínimo de la cabeza debe ser de entre 305 y 330 mm.

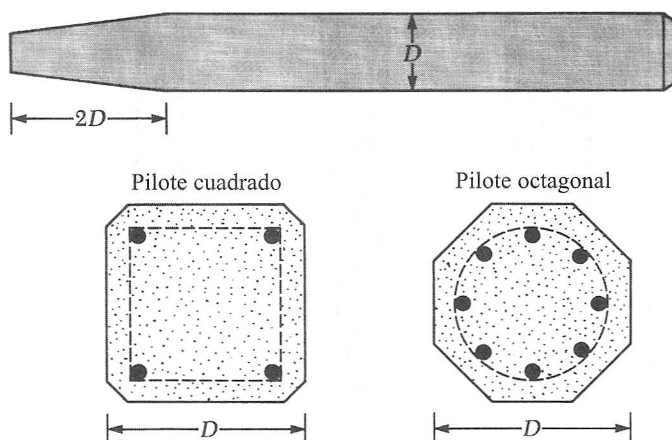
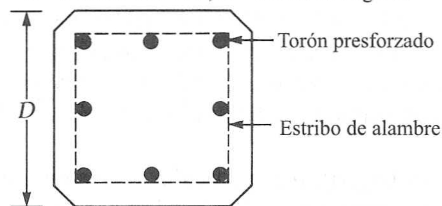


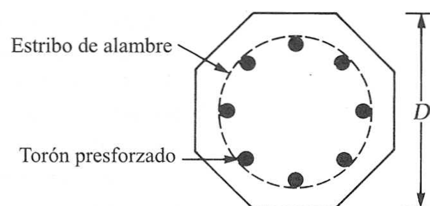
FIGURA 13.3 Pilotes prefabricados con refuerzo ordinario.

Tabla 13.3 Pilotes típicos de concreto presforzado.

Forma del pilote*	D (mm)	Área de la sección transversal (cm²)	Perímetro (mm)	Número de torones: diámetro 12.7 mm	Número de torones: diámetro 11.1 mm	Fuerza de presfuerzo mínimo efectivo (kN)	Módulo de sección (m³ × 10⁻³)	Capacidad de carga de diseño (kN), Resistencia del concreto (MN/m²): 34.5	Capacidad de carga de diseño (kN), Resistencia del concreto (MN/m²): 41.4
S	254	645	1016	4	4	312	2.737	556	778
O	254	536	838	4	4	258	1.786	462	555
S	305	929	1219	5	6	449	4.719	801	962
O	305	768	1016	4	5	369	3.097	662	795
S	356	1265	1422	6	8	610	7.489	1091	1310
O	356	1045	1168	5	7	503	4.916	901	1082
S	406	1652	1626	8	11	796	11.192	1425	1710
O	406	1368	1346	7	9	658	7.341	1180	1416
S	457	2090	1829	10	13	1010	15.928	1803	2163
O	457	1729	1524	8	11	836	10.455	1491	1790
S	508	2581	2032	12	16	1245	21.844	2226	2672
O	508	2136	1677	10	14	1032	14.355	1842	2239
S	559	3123	2235	15	20	1508	29.087	2694	3232
O	559	2587	1854	12	16	1250	19.107	2231	2678
S	610	3658	2438	18	23	1793	37.756	3155	3786
O	610	3078	2032	15	19	1486	34.794	2655	3186

* S = sección cuadrada; O = sección octagonal





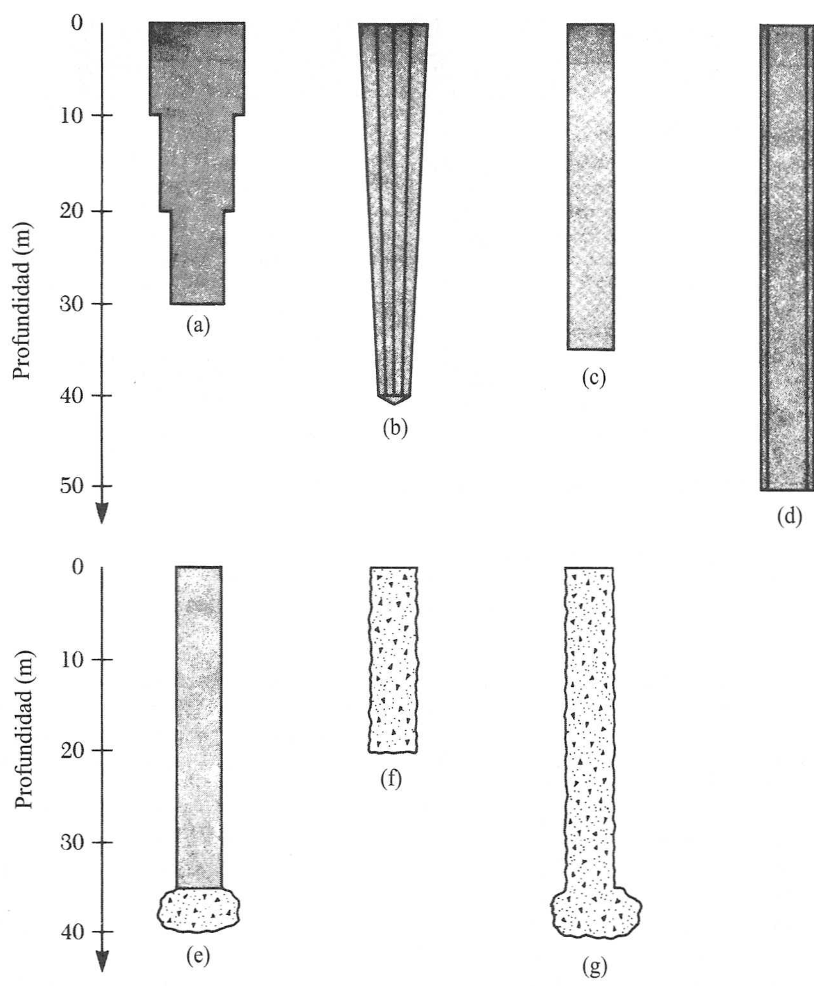


FIGURA 13.4 Pilotes de concreto colados en el lugar (véase la descripción en la tabla 13.4).

3. Los *pilotes clase C* se usan en trabajos provisionales de construcción, se emplean permanentemente para estructuras cuando todo el pilote está debajo del nivel freático. El diámetro mínimo de la cabeza debe ser de 305 mm.

En todo caso, una punta de pilote debe tener un diámetro no menor de 150 mm.

Los pilotes de madera no pueden resistir altos esfuerzos de hincado; por tanto, la capacidad del pilote es por lo general limitada aproximadamente a un valor de entre 220 y 270 kN. Zapatas de acero se usan para evitar daños a la punta (fondo) del pilote. La parte superior de los pilotes de madera también se puede dañar durante la operación de hincado. Para evitar daño a la parte superior del pilote se usa una banda o capuchón metálico. El agrietamiento de las fibras de madera causado por el impacto del martillo se denomina *astillado.*

El empalme de los pilotes de madera debe evitarse, particularmente cuando se espera que soporten cargas de tensión o carga lateral. Sin embargo, si el empalme es nece-

Tabla 13.4 Descripciones de los pilotes colados en el lugar mostrados en la figura 13.4.

Parte en la figura 13.4	Nombre del pilote	Tipo de ademe	Profundidad usual máxima del pilote (m)
a	Raymond Step-Taper	Ademe cilíndrico delgado corrugado	30
b	Monotubo de Unión Metálica	Ademe de acero delgado ahusado hincado sin mandril	40
c	Western con ademe	Ademe de lámina delgada	30–40
d	Tubo sin costura o Armco	Ademe de tubo recto de acero	50
e	Pedestal ademado tipo Franki	Ademe de lámina delgada	30–40
f	Western sin ademe, sin pedestal	—	15–20
g	Western Franki sin ademe	—	30–40

sario, éste se hace usando *camisas de tubo* (figura 13.5a) o *fajas metálicas* y *pernos* (figura 13.5b). La longitud de la camisa de tubo debe ser por lo menos 5 veces el diámetro del pilote. Los extremos a tope deben ser cortados a escuadra de tal manera que se mantenga un contacto pleno. Las porciones empalmadas deben ser cuidadosamente desbastadas de manera que se ajusten estrechamente al interior de la camisa de tubo. En el caso de

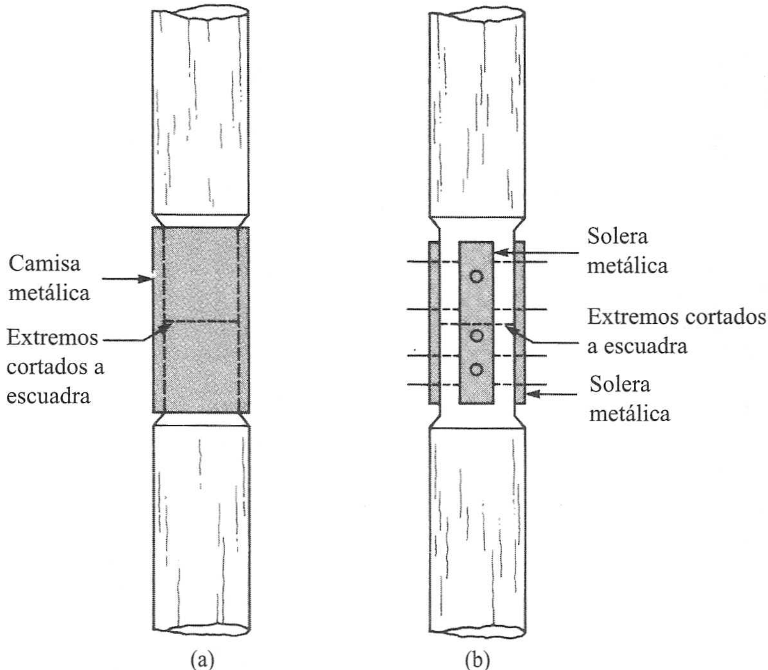


FIGURA 13.5 Empalme de pilotes de madera: (a) uso de camisas de tubo; (b) uso de soleras metálicas y pernos.

Tabla 13.5 Comparación de pilotes hechos de diferentes materiales.

Tipo de pilote	Longitud usual de los pilotes (m)	Longitud máxima del pilote (m)	Carga usual (kN)	Carga máxima aproximada (kN)	Comentarios
Acero	15–60	Prácticamente ilimitada	300–1200		*Ventajas* a. Fácil de manejar con respecto al recorte y extensión a la longitud deseada b. Puede resistir grandes esfuerzos de hincado c. Puede penetrar estratos duros como grava densa y roca suave d. Capacidad alta de carga *Desventajas* a. Material relativamente caro b. Alto nivel de ruido durante el hincado c. Expuesto a corrosión d. Los pilotes H pueden dañarse o ser flexionados respecto a la vertical durante el hincado de estratos al pasar obstrucciones mayores
Concreto prefabricado	*Prefabricado:* 10–15 *Presforzado:* 10–35	*Prefabricado:* 30 *Presforzado:* 60	300–3000	*Prefabricado:* 800–900 *Presforzado:* 7500–8500	*Ventajas* a. Puede someterse a un fuerte hincado b. Resistente a la corrosión c. Puede combinarse fácilmente con la superestructura de concreto *Desventajas* a. Difícil de lograr un recorte apropiado b. Díficil de transportar
Concreto colado en el lugar	5–15	15–40	200–500	800	*Ventajas* a. Relativamente barato b. Inspección posible antes de colar el concreto c. Fácil de extender *Desventajas* a. Difícil de empalmar después de colar b. Los revestimientos delgados pueden dañarse durante el hincado

Tabla 13.5 (Continuación.)

Tipo de pilote	Longitud usual de los pilotes (m)	Longitud máxima del pilote (m)	Carga usual (kN)	Carga máxima aproximada (kN)	Comentarios
Concreto colado en el lugar, sin ademe	5–15	30–40	300–500	700	*Ventajas* a. Inicialmente económico b. Puede terminarse a cualquier elevación *Desventajas* a. Se pueden crear vacíos si el concreto se cuela muy rápidamente b. Difícil de empalmar después de fraguado c. En suelos blandos, los lados del agujero pueden desplomarse, aplastando el concreto
Madera	10–15	30	100–200	270	*Ventajas* a. Económico b. Fácil de manejar c. Los pilotes permanentemente sumergidos son bastante resistentes a la descomposición *Desventajas* a. Descomposición arriba del nivel freático b. Pueden resultar dañados durante un fuerte hincado c. Baja capacidad de carga d. Baja resistencia a cargas de tensión cuando se empalman

fajas metálicas y pernos, los extremos a tope deben también ser cortados a escuadra. Además, los lados de la porción empalmada deben desbastarse para poder colocar las fajas.

Los pilotes de madera permanecerán sin daño indefinidamente si están rodeados por suelo saturado. Sin embargo, en un ambiente marino, los pilotes de madera están sometidos a ataques por varios organismos y pueden ser dañados extensamente en unos cuantos meses. Cuando se localizan arriba del agua freática, los pilotes están sometidos al ataque por insectos. La vida de los pilotes se puede incrementar tratándolos con preservadores como la creosota.

Pilotes compuestos

Las porciones superior e inferior de los *pilotes compuestos* están hechas de materiales diferentes, como de acero y concreto o madera y concreto. Los pilotes de acero y concreto consisten en una porción inferior de acero y en una porción superior de concreto colado en el lugar. Este tipo de pilote se usa cuando la longitud del pilote requerido para un apoyo adecuado excede la capacidad de los pilotes de concreto simple colados en el lugar. Los pilotes de madera y concreto usualmente consisten en una porción inferior de pilote de madera debajo del nivel freático permanente y una porción superior de concreto. En cualquier caso, la formación de juntas apropiadas entre dos materiales disímiles no es fácil y, por esa razón, los pilotes compuestos no son muy usados.

Comparación de los tipos de pilotes

Varios factores determinan la selección de los pilotes para una estructura particular en un sitio específico. La tabla 13.5 da una breve comparación de las ventajas y desventajas de los varios tipos de pilotes con base en el material del pilote.

13.3 Estimación de la longitud de un pilote

Seleccionar el tipo de pilote por usar y estimar su longitud necesaria son tareas bastante difíciles que requieren buen juicio. Además de las clasificaciones dadas en la sección 13.2, los pilotes se dividen en dos tipos, dependiendo de sus longitudes y de los mecanismos de transferencia de carga al suelo: a) pilotes de punta y b) de fricción.

Pilotes de punta

Si los registros de perforación del suelo establecen la presencia de capas de roca o material rocoso en un sitio dentro de una profundidad razonable, los pilotes se pueden extender hasta el estrato rocoso (figura 13.6a). En este caso, la capacidad última de los pilotes depende completamente de la capacidad de carga del material subyacente; los pilotes son llamados entonces *pilotes de punta.* En la mayoría de estos casos, la longitud necesaria del pilote se establece fácilmente.

Si en vez de un lecho de roca se encuentra un estrato de suelo bastante compacto y duro a una profundidad razonable, los pilotes se extenderán unos pocos metros dentro

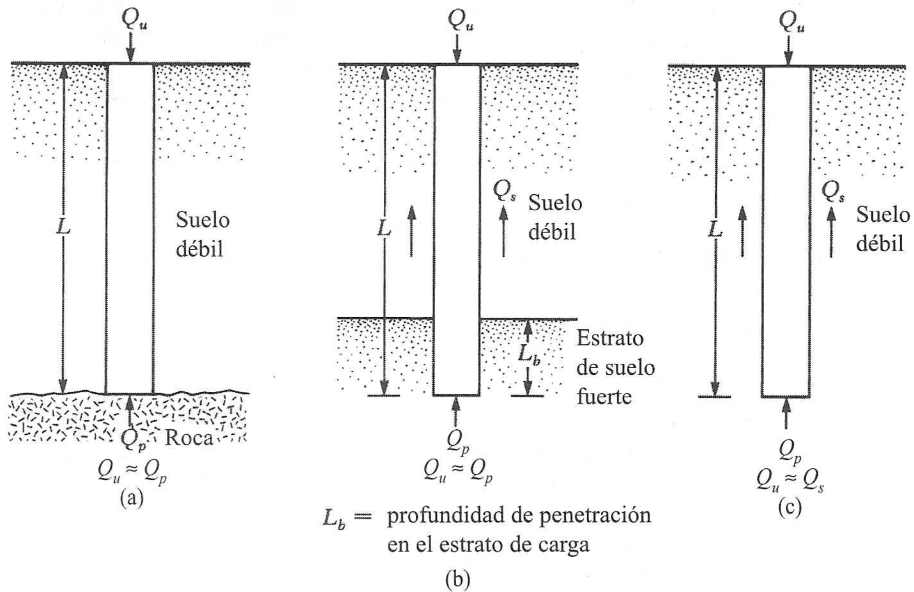


FIGURA 13.6 (a) y (b) Pilotes de punta; (c) pilotes de fricción.

del estrato duro (figura 13.6b). Los pilotes con pedestales se construyen sobre el lecho del estrato duro, y la carga última del pilote se expresa como

$$Q_u = Q_p + Q_s \tag{13.1}$$

donde Q_p = carga tomada en la punta del pilote
Q_s = carga tomada por la fricción superficial desarrollada lateralmente en el pilote (causada por la resistencia cortante entre el suelo y el pilote)

Si Q_s es muy pequeña, entonces

$$Q_u \approx Q_p \tag{13.2}$$

En este caso, la longitud requerida para el pilote se estima exactamente si se dispone de los registros apropiados de la exploración del subsuelo.

Pilotes de fricción

Cuando no se tiene un estrato de roca o de material rocoso a una profundidad razonable en un lugar, los pilotes de punta resultan muy largos y antieconómicos. Para este tipo de condición del subsuelo, los pilotes se hincan a través del material más blando a profundidades específicas (figura 13.6c). La carga última de esos pilotes se expresa por la ecuación (13.1). Sin embargo, si el valor de Q_p es relativamente pequeño,

$$Q_u \approx Q_s \tag{13.3}$$

Esos pilotes se llaman *pilotes de fricción* porque la mayoría de la resistencia se obtiene de la fricción superficial. Sin embargo, el término *pilote de fricción*, aunque usado frecuente-

mente en la literatura técnica, no es un buen nombre en suelos arcillosos, ya que la resistencia a la carga aplicada es también causada por *adhesión.*

La longitud de los pilotes de fricción depende de la resistencia cortante del suelo, de la carga aplicada y del tamaño del pilote. Para determinar las longitudes necesarias de esos pilotes, un ingeniero requiere tener un buen entendimiento de la interacción suelo-pilote, buen juicio y experiencia. Los procedimientos teóricos para calcular la capacidad de carga de los pilotes se presentan en la sección 13.6.

13.4 Instalación de los pilotes

La mayoría de los pilotes son hincados en el terreno con *martinetes* o *dispositivos vibratorios*. En circunstancias especiales, los pilotes también son hincados por medio de *chorro de agua* o *barrenado parcial*. Los tipos de martillos usados para hincar pilotes incluyen: a) el martinete por gravedad, b) el martillo de aire o vapor de simple acción, c) el martinete de aire o vapor de doble acción y diferencial y d) el martinete diesel. En la operación de hincado, se une un cabezal a la parte superior del pilote. Se usa una almohadilla entre el pilote y el cabezal; la almohadilla tiene el fin de reducir la fuerza de impacto y dispersarla sobre un tiempo mayor; sin embargo, su uso es opcional. Una almohadilla de martinete se coloca sobre el cabezal del pilote. El martinete cae sobre la almohadilla.

Tabla 13.6 Lista parcial de martinetes típicos de aire y de vapor.

Fabricante del martinete*	Modelo no.	Tipo del martinete	Energía nominal (kN-m)	Golpes por minuto	Peso del pistón (kN)
V	3100	Acción simple	407	58	449
V	540	Acción simple	271	48	182
V	060	Acción simple	244	62	267
MKT	OS-60	Acción simple	244	55	267
V	040	Acción simple	163	60	178
V	400C	Diferencial	154	100	178
R	8/0	Acción simple	110	35	111
MKT	S-20	Acción simple	82	60	89
R	5/0	Acción simple	77	44	78
V	200-C	Diferencial	68	98	89
R	150-C	Diferencial	66	95–105	67
MKT	S-14	Acción simple	51	60	62
V	140C	Diferencial	49	103	62
V	08	Acción simple	35	50	36
MKT	S-8	Acción simple	35	55	36
MKT	11B3	Acción doble	26	95	22
MKT	C-5	Acción doble	22	110	22
V	30-C	Acción doble	10	133	13

*V—Vulcan Iron Works, Florida
MKT—McKiernan-Terry, New Jersey
R—Raymond International, Inc., Texas

Tabla 13.7 Lista parcial de martinetes diesel típicos.

Fabricante del martinete*	Modelo no.	Energía nominal (kN-m)	Golpes por minuto	Peso del pistón (kN)
K	K150	379.7	45–60	147
M	MB70	191.2–86	38–60	71
K	K-60	143.2	42–60	59
K	K-45	123.5	39–60	44
M	M-43	113.9–51.3	40–60	42
K	K-35	96	39–60	34
MKT	DE70B	85.4–57	40–50	31
K	K-25	68.8	39–60	25
V	N-46	44.1	50–60	18
L	520	35.7	80–84	23
M	M-14S	35.3–16.1	42–60	13
V	N-33	33.4	50–60	13
L	440	24.7	86–90	18
MKT	DE20	24.4–16.3	40–50	9
MKT	DE-10	11.9	40–50	5
L	180	11.0	90–95	8

*V—Vulcan Iron Works, Florida
M—Mitsubishi International Corporation
MKT—McKiernan-Terry, New Jersey
L—Link Belt, Cedar Rapids, Iowa
K—Kobe Diesel

Las tablas 13.6 y 13.7 presentan una lista de los martinetes comerciales disponibles de simple acción, de doble acción, diferenciales y diesel.

En el hincado de pilotes, cuando el pilote necesita penetrar un estrato delgado de suelo duro (como una de arena y grava) que se encuentra sobre una capa de suelo más blando, se usa en ocasiones una técnica llamada de *chorro de agua*. En este caso, el agua es descargada en la punta del pilote por un tubo de 50 a 75 mm de diámetro para lavar y aflojar la arena y la grava.

Con base en la naturaleza de su colocación, los pilotes se dividen en dos categorías: *con desplazamiento* y *sin desplazamiento*. Los pilotes hincados son pilotes con desplazamiento porque mueven parte del suelo lateralmente; por ello existe una tendencia a la densificación del suelo a su alrededor. Los pilotes de concreto y los de tubo de extremo cerrado son pilotes de gran desplazamiento. Sin embargo, los pilotes H de acero desplazan menos suelo lateralmente durante su hincado, por lo que son pilotes de bajo desplazamiento. En contraste, las pilas perforadas son sin desplazamiento porque su colocación causa muy poco cambio en el estado de esfuerzos en el suelo.

13.5 Mecanismo de la transferencia de carga

El mecanismo de la transferencia de carga de un pilote al suelo es complicado. Para entenderlo, considere un pilote de longitud L, como muestra la figura 13.7a. La carga sobre

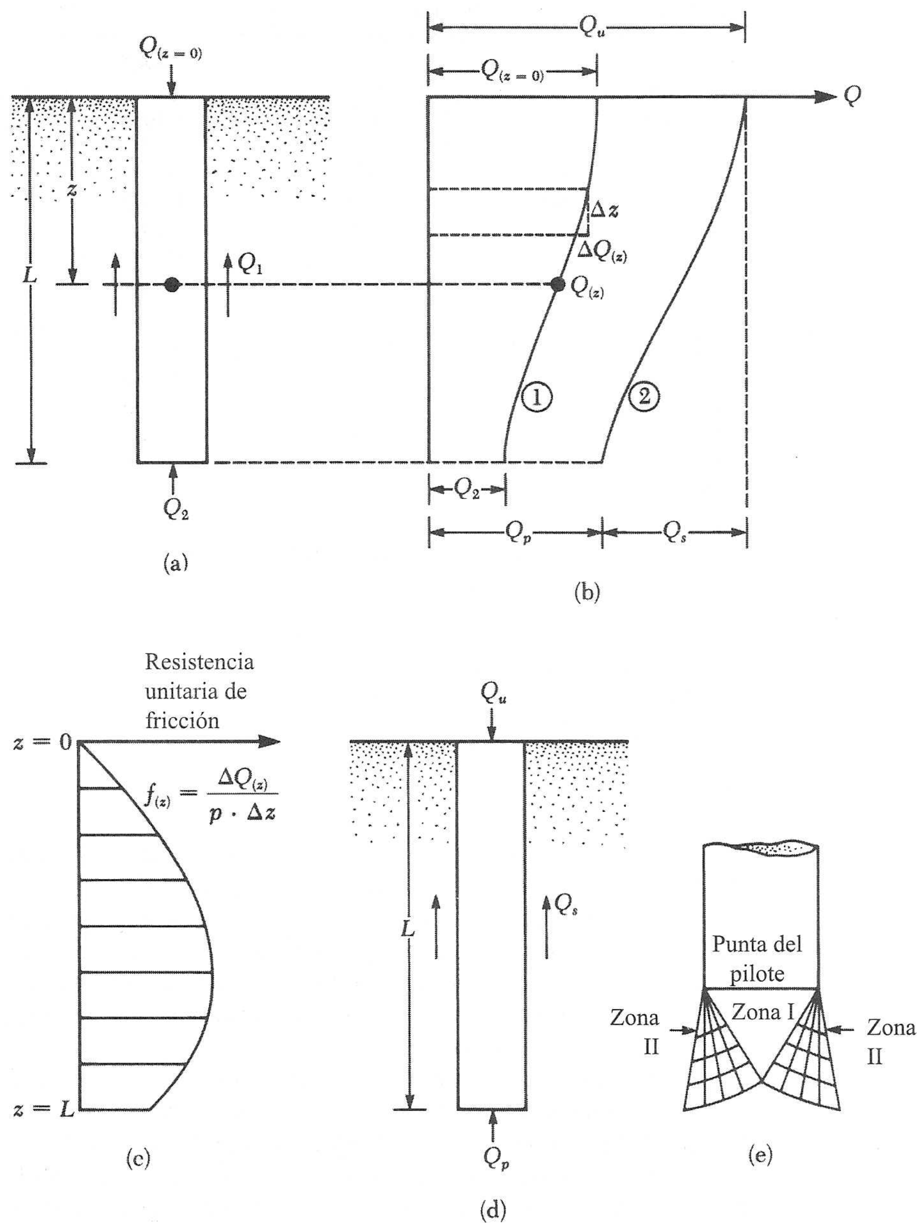


FIGURA 13.7 Mecanismo de transferencia de carga para pilotes.

el pilote es incrementada gradualmente de 0 a $Q_{(z=0)}$ en la superficie del terreno. Parte de esta carga será resistida por la fricción lateral desarrollada a lo largo del eje, Q_1, y parte por el suelo debajo de la punta del pilote, Q_2. Ahora, ¿cómo están Q_1 y Q_2 relacionados con la carga total? Si se efectúan mediciones para obtener la carga tomada por el fuste del pilote, $Q_{(z)}$, a cualquier profundidad z, la naturaleza de la variación será como la curva 1 de la figura 13.7b. La *resistencia friccional por área unitaria,* $f_{(z)}$, a cualquier profundidad z se determina como

$$f_{(z)} = \frac{\Delta Q_{(z)}}{(p)(\Delta z)} \tag{13.4}$$

donde p = perímetro de la sección transversal del pilote. La figura 13.7c muestra la variación de $f_{(z)}$ con la profundidad.

Si la carga Q en la superfice del terreno se incrementa gradualmente, la resistencia friccional máxima a lo largo del fuste del pilote será totalmente movilizada cuando el desplazamiento relativo entre el suelo y el pilote sea aproximadamente de 5 a 10 mm, independientemente del tamaño del pilote y de su longitud L. Sin embargo, la resistencia máxima de punta $Q_2 = Q_p$ no será movilizada hasta que la punta se haya movido aproximadamente 10 a 25% del ancho del pilote (o diámetro). El límite inferior se aplica a pilotes hincados y el límite superior a pilas perforadas. Bajo la carga última (figura 13.7d y curva 2 en la figura 13.7b), $Q_{(z=0)} = Q_u$. Entonces,

$$Q_1 = Q_s$$

y

$$Q_2 = Q_p$$

La explicación anterior indica que Q_s (o la fricción superficial unitaria, f, a lo largo del fuste del pilote) se desarrolla bajo un *desplazamiento mucho menor del pilote comparado con la resistencia de punta,* Q_p.

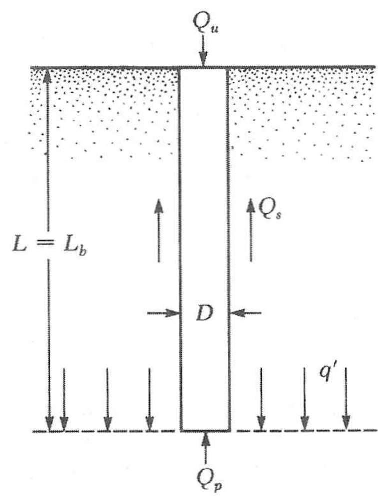
Bajo carga última, la superficie de falla en el suelo en la punta del pilote (falla por capacidad de carga causada por Q_p) es como la mostrada en la figura 13.7e. Note que las cimentaciones con pilotes son cimentaciones profundas y que el suelo falla principalmente en *modo de punzonamiento,* como se ilustró previamente en las figuras 11.2c y 11.3. Esto es, una *zona triangular,* I, se desarrolla en la punta del pilote, que es empujada hacia abajo sin producir ninguna otra superficie de deslizamiento visible. En arenas densas y suelos arcillosos duros, una *zona cortante radial,* II, se desarrollan parcialmente. Por consiguiente, las curvas de desplazamiento de carga de pilotes se parecerán a las mostradas en la figura 11.2c.

13.6 Ecuaciones para estimar la capacidad de pilotes

La capacidad de carga última de un pilote, Q_u, está dada por una simple ecuación como la carga tomada en la punta del pilote más la resistencia total por fricción (fricción superficial) derivada de la interface suelo-pilote (figura 13.8), o

$$Q_s = Q_p + Q_s \tag{13.5}$$

donde Q_p = capacidad de carga en la punta del pilote
Q_s = resistencia por fricción



L = longitud de empotramiento
L_b = longitud de empotramiento en el estrato de carga

FIGURA 13.8 Capacidad de carga última de un pilote.

Numerosos estudios publicados tratan sobre la determinación de los valores de Q_p y Q_s. Excelentes resúmenes de muchas de esas investigaciones han sido proporcionados por Vesic (1977), Meyerhof (1976) y Coyle y Castello (1981). Esos estudios dan información al problema de determinar la capacidad última de los pilotes.

Capacidad de carga de un pilote de punta, Q_p

La capacidad de carga última de cimentaciones superficiales fue analizada en el capítulo 11. La ecuación general para la capacidad de carga en cimentaciones superficiales fue dada en el capítulo 11 (para carga vertical) como

$$q_u = cN_c F_{cs} F_{cd} + qN_q F_{qs} F_{qd} + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d}$$

Por tanto, en general, la capacidad de carga última se expresa como

$$q_u = cN_c^* + qN_q^* + \gamma B N_\gamma^* \tag{13.6}$$

donde N_c^*, N_q^* y N_γ^* son los factores de capacidad de carga que incluyen los factores necesarios de forma y profundidad.

Las cimentaciones con pilotes son profundas. Sin embargo, la resistencia última por área unitaria desarrollada en la punta del pilote, q_p, se expresa por una ecuación similar en forma a la ecuación 13.6, si bien los valores de N_c^*, N_q^* y N_γ^* cambian. La notación

usada en este capítulo para el ancho del pilote es D. Por tanto, sustituyendo D por B en la ecuación (13.6) da

$$q_u = q_p = cN_c^* + qN_q^* + \gamma DN_\gamma^* \tag{13.7}$$

Como el ancho D de un pilote es relativamente pequeño, el término γDN_γ^* se cancela en el lado derecho de la ecuación anterior sin introducir un serio error, o

$$q_p = cN_c^* + q'N_q^* \tag{13.8}$$

Note que el término q ha sido reemplazado por q' en la ecuación (13.8) para significar un esfuerzo vertical efectivo. Por tanto, la capacidad de carga de la punta del pilote es

$$Q_p = A_p q_p = A_p(cN_c^* + q'N_q^*) \tag{13.9}$$

donde A_p = área de la punta del pilote
c = cohesión del suelo que soporta la punta del pilote
q_p = resistencia de la punta unitaria
q' = esfuerzo vertical efectivo al nivel de la punta del pilote
N_c^*, N_q^* = factores de capacida de carga

Existen varios métodos para calcular la magnitud de q_p. En este texto, será usado el método sugerido por Meyerhof (1976).

Capacidad de carga de un pilote de punta en arena En arena, la cohesión c es igual a 0. Entonces la ecuación (13.9) toma la forma

$$Q_p = A_p q_p = A_p q'N_q^* \tag{13.10}$$

La variación de N^*_q con el ángulo de fricción del suelo, ϕ, se muestra en la figura 13.9. Meyerhof señaló que la capacidad de carga de punta, q_p, de un pilote en arena generalmente aumenta con la profundidad de empotramiento en el estrato de apoyo y alcanza un valor máximo para una razón de empotramiento de $L_b/D = (L_b/D)_{cr}$. Note que en un suelo homogéneo, L_b es igual a la longitud real de empotramiento del pilote, L (véase la figura 13.8). Sin embargo, en la figura 13.6b, donde un pilote ha penetrado en un estrato de apoyo, $L_b < L$. Más allá de la razón crítica de empotramiento, $(L_b/D)_{cr}$, el valor de q_p permanece constante ($q_p = q_l$). Es decir, como se muestra en la figura 13.10 para el caso de un suelo homogéneo, $L = L_b$. Por consiguiente, Q_p no debe exceder el valor límite, o $A_p q_l$, por lo que

$$Q_p = A_p q' N_q^* \leq A_p q_l \tag{13.11}$$

La resistencia límite de punta es

$$q_l(\text{kN/m}^2) = 50N_q^* \tan \phi \tag{13.12}$$

donde ϕ = ángulo de fricción del suelo en el estrato de apoyo.

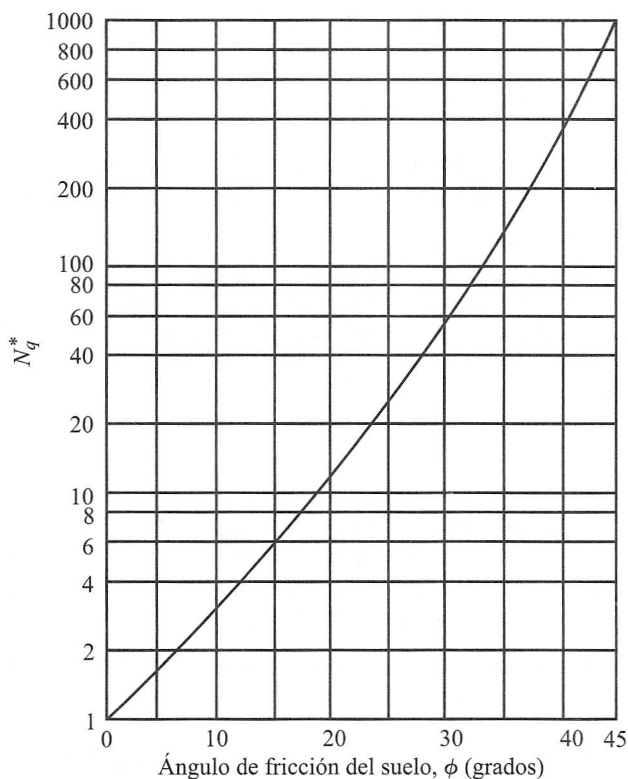


FIGURA 13.9 Factor de capacidad de carga de Meyerhof, N_q^*.

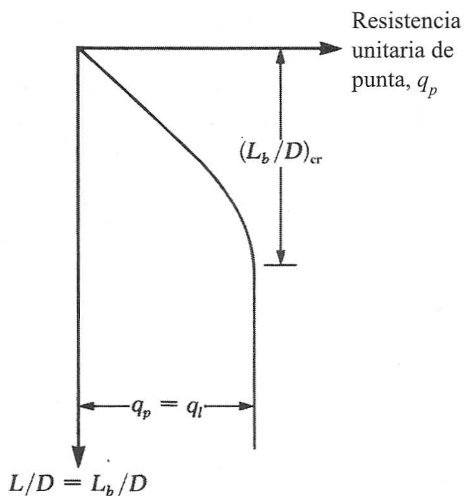


FIGURA 13.10 Variación de la resistencia unitaria de punta en una arena homogénea.

Con base en observaciones de campo, Meyerhof (1976) también sugirió que la resistencia última de punta, q_p, en un suelo homogéneo granular ($L = L_b$) se obtiene de los números de penetración estándar como

$$q_p\,(\text{kN/m}^2) = 40N_{\text{cor}}\frac{L}{D} \leq 400N_{\text{cor}} \tag{13.13}$$

donde N_{cor} = número de penetración estándar promedio cerca de la punta del pilote (aproximadamente $10D$ arriba y $4D$ abajo de la punta del pilote).

Capacidad de carga de un pilote de punta en arcilla Para pilotes en *arcillas saturadas* en condiciones no drenadas ($\phi = 0$),

$$Q_p = N_c^* c_u A_p = 9c_u A_p \tag{13.14}$$

donde c_u = cohesión no drenada del suelo debajo de la punta del pilote.

Resistencia por fricción, Q_s

La resistencia por fricción o superficial de un pilote se escribe como

$$Q_s = \Sigma\, p\, \Delta L f \tag{13.15}$$

donde p = perímetro de la sección del pilote
ΔL = longitud incremental del pilote sobre la cual p y f se consideran constantes (figura 13.11a)
f = resistencia unitaria por fricción a cualquier profundidad z

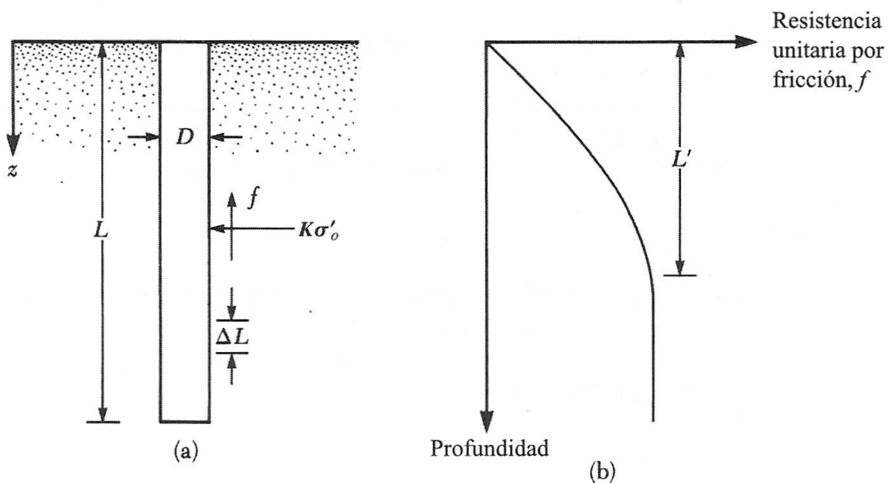


FIGURA 13.11 Resistenica unitaria de fricción para pilotes en arena.

Resistencia por fricción en arena La resistencia unitaria por fricción a cualquier profundidad para un pilote es

$$f = K\sigma'_o \tan\delta \tag{13.16}$$

donde K = coeficiente de presión de tierra
σ'_o = esfuerzo vertical efectivo a la profundidad bajo consideración
δ = ángulo de fricción suelo-pilote

En realidad, la magnitud de K varía con la profundidad. Es aproximadamente igual al coeficiente de presión pasiva de tierra de Rankine, K_p, en la parte superior del pilote y es menor que el coeficiente de presión de tierra en reposo, K_o, en la punta del pilote, y también depende de la naturaleza de la instalación del pilote. Con base en los resultados disponibles actualmente, los siguientes valores promedio de K son recomendados para usarse en la ecuación (13.16):

Tipo de pilote	K
Barrenado o perforado a chorro	$\approx K_o = 1 - \text{sen}\,\phi$
Hincado de bajo desplazamiento	$\approx K_o = 1 - \text{sen}\,\phi$ a $1.4K_o = 1.4(1 - \text{sen}\,\phi)$
Hincado de alto desplazamiento	$\approx K_o = 1 - \text{sen}\,\phi$ a $1.8K_o = 1.8(1 - \text{sen}\,\phi)$

El esfuerzo vertical efectivo, σ'_o, por usarse en la ecuación (13.16) aumenta con la profundidad del pilote hasta un límite máximo a una profundidad de 15 a 20 diámetros del pilote y permanece constante después, como muestra la figura 13.11b. Esta profundidad crítica, L', depende de varios factores, como el ángulo de fricción del suelo, la compresibilidad y la compacidad relativa. Una estimación conservadora es suponer que

$$L' = 15D \tag{13.17}$$

Los valores de δ de varios investigadores parecen estar en el rango de 0.5ϕ a 0.8ϕ. Debe usarse buen juicio al escoger el valor de δ.

Meyerhof (1976) también indicó que la resistencia por fricción unitaria promedio, f_{prom}, para pilotes hincados de alto desplazamiento se obtiene de los valores de la resistencia a la penetración estándar promedio como

$$f_{prom}\ (\text{kN/m}^2) = 2\overline{N}_{\text{cor}} \tag{13.18}$$

donde N_{cor} = valor promedio de la resistencia a la penetración estándar. Para pilotes hincados de bajo desplazamiento,

$$f_{prom}\ (\text{kN/m}^2) = \overline{N}_{\text{cor}} \tag{13.19}$$

Entonces,

$$Q_s = pLf_{prom} \tag{13.20}$$

Resistencia por fricción en arcilla Se dispone de varios métodos para obtener la resistencia unitaria por fricción (o superficial) de pilotes en arcilla. Tres de los procedimientos actualmente aceptados se describen brevemente a continuación.

1. *Método* λ: Éste fue propuesto por Vijayvergiya y Focht (1972). Se basa en la hipótesis de que el desplazamiento del suelo causado por el hincado de los pilotes resulta en una presión lateral pasiva a cualquier profundidad y que la resistencia unitaria superficial promedio es

$$f_{prom} = \lambda(\overline{\sigma}'_o + 2c_u) \qquad (13.21)$$

donde $\overline{\sigma}'_o$ = esfuerzo vertical efectivo medio para toda la longitud de empotramiento
c_u = resistencia cortante media no drenada ($\phi = 0$)

El valor de λ cambia con la profundidad de la penetración del pilote (véase la figura 13.12). La resistencia por fricción total se calcula como

$$Q_s = pLf_{prom}$$

Debe tenerse cuidado al obtener los valores de $\overline{\sigma}'_o$ y c_u en suelo estratificado. La figura 13.13 ayuda a explicar la razón de esto. De acuerdo con la figura 13.13b, el valor medio de c_u es $(c_{u(1)}L_1 + c_{u(2)}L_2 + \cdots)/L$. Similarmente, la figura 13.13c muestra la gráfica de la variación del esfuerzo efectivo con la profundidad. El esfuerzo efectivo medio es

$$\overline{\sigma}'_o = \frac{A_1 + A_2 + A_3 + \cdots}{L} \qquad (13.22)$$

donde $A_1, A_2, A_3, \ldots$ = áreas de los diagramas del esfuerzo vertical efectivo.

2. *Método* α: Según el método α, la resistencia unitaria superficial en suelos arcillosos se representa por la ecuación

$$f = \alpha c_u \qquad (13.23)$$

donde α = factor empírico de adhesión. La variación aproximada del valor de α se muestra en la figura 13.14. Note que para arcillas normalmente consolidadas con $c_u \le$ aproximadamente 50 kN/m^2, tenemos α = 1. Entonces,

$$Q_s = \Sigma\, fp\, \Delta L = \Sigma\, \alpha c_u p\, \Delta L \qquad (13.24)$$

3. *Método* β: Cuando los pilotes son hincados en arcillas saturadas, la presión de poro del agua en el suelo aumenta alrededor de los pilotes. Este exceso de presión de poro en arcillas normalmente consolidadas es de 4 a 6 veces c_u. Sin embargo, en un lapso aproximado de un mes, esta presión se disipa gradualmente.

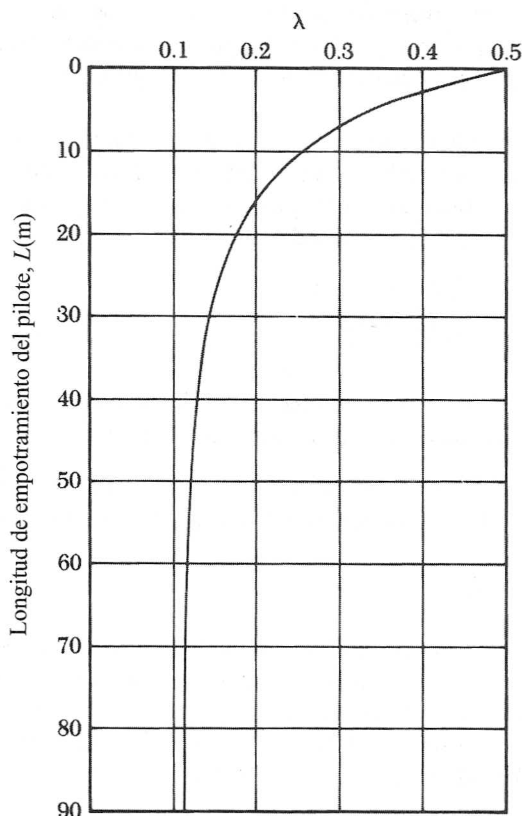


FIGURA 13.12 Variación de λ con la longitud de empotramiento del pilote (según McClelland, 1974).

Por tanto, la resistencia por fricción del pilote se determina con base en los parámetros de esfuerzo efectivo de la arcilla en un estado remoldeado ($c = 0$). Entonces, a cualquier profundidad,

$$f = \beta \sigma'_o \tag{13.25}$$

donde σ'_o = esfuerzo vertical efectivo

$$\beta = K \tan \phi_R \tag{13.26}$$

ϕ_R = ángulo de fricción drenada de la arcilla remoldeada

K = coeficiente de presión de tierra

Conservadoramente, podemos calcular la magnitud de K como el coeficiente de presión de tierra en reposo, o

$$K = 1 - \operatorname{sen} \phi_R \qquad \text{(para arcillas preconsolidadas)} \tag{13.27}$$

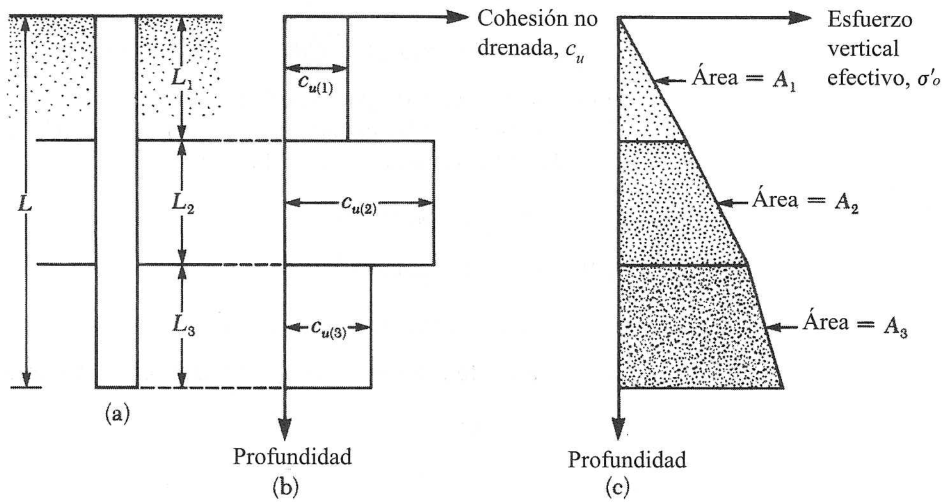


FIGURA 13.13 Aplicación del método λ en suelo estratificado.

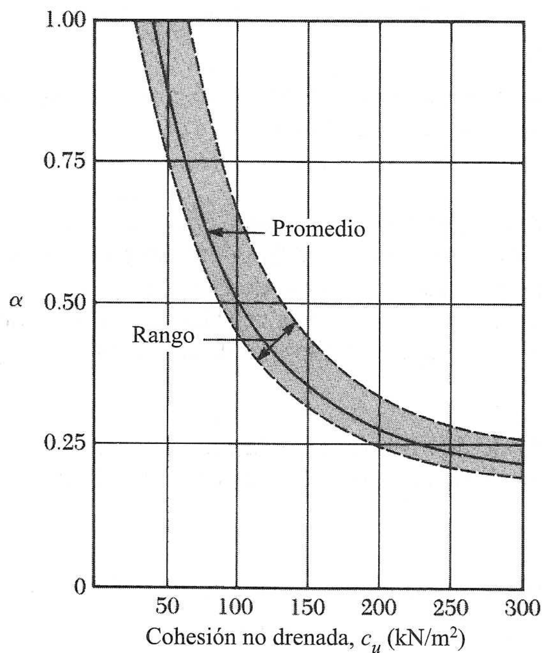


FIGURA 13.14 Variación de α con la cohesión no drenada de la arcilla.

y

$$K = (1 - \operatorname{sen} \phi_R)\sqrt{OCR} \quad \text{(para arcillas preconsolidadas)} \tag{13.28}$$

donde OCR = tasa de preconsolidación

Combinando las ecuaciones (13.25), (13.26), (13.27) y (13.28) para arcillas normalmente consolidadas se obtiene

$$f = (1 - \operatorname{sen} \phi_R) \tan \phi_R \sigma'_o \tag{13.29}$$

y para arcillas preconsolidadas,

$$f = (1 - \operatorname{sen} \phi_R) \tan \phi_R \sqrt{OCR}\ \sigma'_o \tag{13.30}$$

Con el valor de f determinado, la resistencia por fricción total se evalúa como

$$Q_s = \Sigma\, fp\, \Delta L$$

Capacidad admisible de pilotes

Después que la capacidad última total de un pilote se ha determinado al sumar la capacidad de carga de punta y la resistencia por fricción (superficial), debe usarse un factor de seguridad razonable para obtener la carga admisible total para cada pilote, o

$$Q_{\text{adm}} = \frac{Q_u}{FS} \tag{13.31}$$

donde Q_{adm} = capacidad de carga admisible para cada pilote
FS = factor de seguridad

El factor de seguridad usado generalmente varía entre 2.5 y 4, dependiendo de las incertidumbres en el cálculo de la carga última.

EJEMPLO 13.1

Un pilote de concreto prefabricado totalmente empotrado de 12 m de largo es hincado en un estrato de arena homogénea ($c = 0$). El pilote tiene sección transversal cuadrada con lados de 305 mm. El peso específico seco de la arena, γ_d, es de 16.8 kN/m³, el ángulo de fricción promedio del suelo es de 35°, y la resistencia a la penetración estándar corregida cerca de la vecindad de la punta del pilote es de 16. Calcule la carga puntual última sobre el pilote.

a. Use el método de Meyerhof con la ecuación (13.11).
b. Use el método de Meyerhof con la ecuación (13.13).

Solución

a. Este suelo es homogéneo, por lo que $L_b = L$. Para $\phi = 35°$, $N_q^* \approx 120$. Entonces,

$$q' = \gamma_d L = (16.8)(12) = 201.6 \text{ kN/m}^2$$

$$A_p = \frac{305 \times 305}{1000 \times 1000} = 0.0929 \text{ m}^2$$

$$Q_p = A_p q' N_q^* = (0.0929)(201.6)(120) = 2247.4 \text{ kN}$$

Sin embargo, de la ecuación (13.12), tenemos

$$q_l = 50 N_q^* \tan \phi = 50(120) \tan 35° = 4201.25 \text{ kN/m}^2$$

por lo que

$$Q_p = A_p q_l = (0.0929)(4201.25) = 390.3 \text{ kN} < A_p q' N_q^*$$

y

$$Q_p \approx \mathbf{390\ kN}$$

b. La resistencia a la penetración estándar promedio cerca de la punta del pilote es de 16. Entonces, de la ecuación (13.13), tenemos

$$q_p = 40\, N_{cor} \frac{L}{D} \leq 400 N_{cor}$$

$$\frac{L}{D} = \frac{12}{0.305} = 39.34$$

$$Q_p = A_p q_p = (0.0929)(40)(16)39.34 = 2339 \text{ kN}$$

Sin embargo, el valor límite es

$$Q_p = A_p 400 N_{cor} = (0.0929)(400)(16) = 594.6 \text{ kN} \approx \mathbf{595\ kN}$$

■

EJEMPLO 13.2

Considere un pilote de concreto prefabricado de 12 m de largo en un estrato de suelo homogéneo. La sección transversal del pilote es de 305 × 305 mm, el peso específico de la arena $\gamma_d = 16.8$ kN/m³ y el ángulo de fricción del suelo $\phi = 35°$. Determine la resistencia total de fricción. Use las ecuaciones (13.15), (13.16) y (13.17). Use también $K = 1.4$ y $\delta = 0.6\phi$.

Solución La fricción unitaria superficial a cualquier profundidad está dada por la ecuación (13.16) como

$$f = K \sigma_o' \tan \delta$$

También de la ecuación (13.17), tenemos

$$L' = 15D$$

Entonces, para la profundidad $z = 0–15D$, $\sigma'_o = \gamma z = 16.8z$ (kN/m²) y más allá de $z \geq 15D$, $\sigma'_o = \gamma\,(15D) = (16.8)\,(15 \times 0.305) = 76.86$ kN/m². Este resultado se muestra en la figura 13.15.

La *resistencia friccional* de $z = 0$ a $15\ D$ es

$$Q_s = pL' f_{prom} = [(4)(0.305)][15\,D]\left[\frac{(1.4)(76.86)\ \tan\,(0.6 \times 35)}{2}\right]$$

$$= (1.22)(4.575)(20.65) = 115.26 \text{ kN}$$

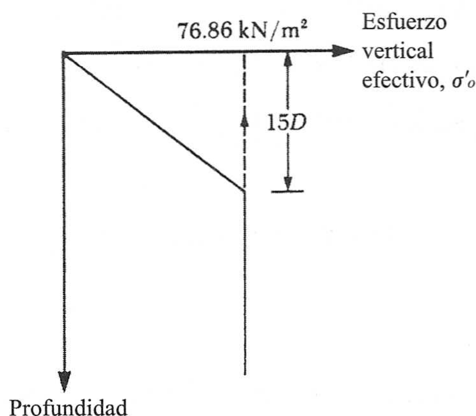


FIGURA 13.15

La *resistencia friccional* de $z = 15\,D$ a 12 m es

$$Q_s = p(L = L')f_{z=15D} = [(4)(0.305)][12 - 4.575][(1.4)(76.86)\tan(0.6 \times 35)]$$

$$\times (1.22)(7.425)(41.3) = 374.1 \text{ kN}$$

Así entonces, la resistencia total por fricción es 115.26 + 374.1 = 489.35 kN ≈ **490 kN** ■

EJEMPLO 13.3

Un pilote de concreto de 458 × 458 mm de sección transversal está empotrado en una arcilla saturada. La longitud de empotramiento es de 16 m. La cohesión no drenada, c_u, de la arcilla es de 60 kN/m² y su peso específico es de 18 kN/m³. Use un factor de 5 para determinar la carga admisible que el pilote puede tomar.

a. Use el método α.
b. Use el método λ.

Solución

a. De la ecuación (13.14),

$$Q_p = A_p q_p = A_p c_u N_c^* = (0.458 \times 0.458)(60)(9) = 113.3 \text{ kN}$$

De las ecuaciones (13.23) y (13.24),

$$Q_s = \alpha c_u p L$$

De la gráfica promedio de la figura 13.14 para $c_u = 60$ kN/m², $\alpha \approx 0.77$ y

$$Q_s = (0.77)(60)(4 \times 0.458)(16) = 1354 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{adm}} = \frac{Q_p \times Q_s}{FS} = \frac{113.3 + 1354}{5} \approx \mathbf{294\ kN}$$

b. De la ecuación (13.21),

$$f_{prom} = \lambda(\overline{\sigma}'_o + 2c_u)$$

Se da $L = 16.0$ m. De la figura 13.12 para $L = 16$ m, $\lambda \approx 0.2$, por lo que

$$f_{prom} = 0.2\left[\left(\frac{18 \times 16}{2}\right) + 2(60)\right] = 52.8 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_s = pLf_{prom} = (4 \times 0.458)(16)(52.8) = 1548 \text{ kN}$$

Como en la parte a, $Q_p = 113.3$, por lo que

$$Q_{\text{adm}} = \frac{Q_p + Q_s}{FS} = \frac{113.3 + 1548}{5} = \mathbf{332\ kN}$$

■

EJEMPLO 13.4

En la figura 13.16a se muestra un pilote hincado en arcilla. El pilote tiene un diámetro de 406 mm.

a. Calcule la capacidad de carga de punta neta. Use la ecuación (13.14).
b. Calcule la resistencia superficial 1) usando las ecuaciones (13.23) y (13.24) (método α), 2) usando la ecuación (13.21) (método λ) y 3) usando la ecuación (13.25) (método β). Para todos los estratos de arcilla, $\phi_R = 30°$. Los 10 m superiores de arcilla están normalmente consolidados. El estrato inferior de arcilla tiene una OCR de 2.
c. Estime la capacidad neta admisible del pilote. Use un $FS = 4$.

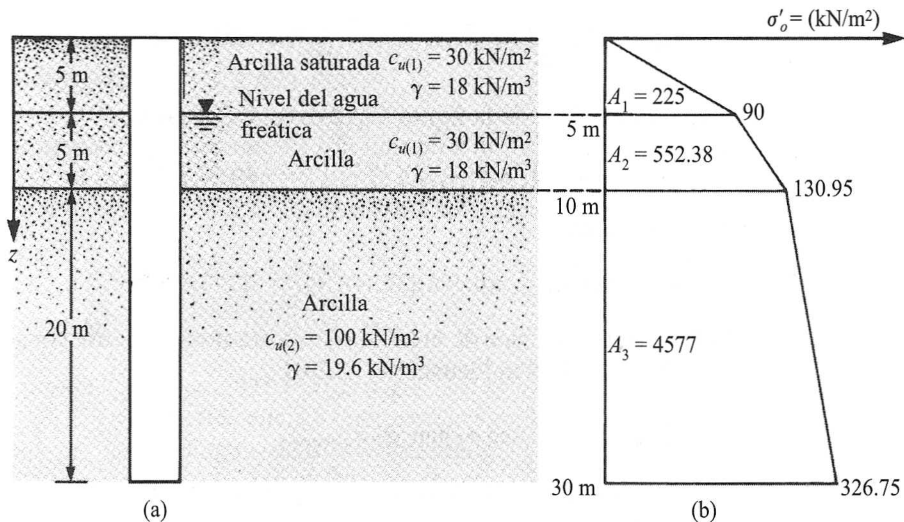


FIGURA 13.16

Solución El área de la sección transversal del pilote es

$$A_p = \frac{\pi}{4}D^2 = \frac{\pi}{4}(0.406)^2 = 0.1295 \text{ m}^2$$

Parte a: Cálculo de la capacidad de carga de punta neta De la ecuación (13.14), tenemos

$$Q_p = A_p q_p = A_p N_c^* c_{u(2)} = (0.1295)(9)(100) = \mathbf{116.55\ kN}$$

Parte b: Cálculo de la resistencia superficial

(1) De la ecuación (13.24),

$$Q_s = \Sigma \alpha c_u p \, \Delta L$$

Para el estrato superior de suelo, $c_{u(1)} = 30$ kN/m². De acuerdo con la gráfica promedio de la figura 13.14, $\alpha_1 = 1.0$. Similarmente, para el estrato inferior de suelo, $c_{u(2)} = 100$ kN/m²; $\alpha_2 = 0.5$. Entonces,

$$\begin{aligned} Q_s &= \alpha_1 c_{u(1)}[(\pi)(0.406)]10 + \alpha_2 c_{u(2)}[(\pi)(0.406)]20 \\ &= (1)(30)[(\pi)(0.406)]10 + (0.5)(100)[(\pi)(0.406)]20 \\ &= 382.7 + 1275.5 = \mathbf{1658.2\ kN} \end{aligned}$$

(2) El valor promedio de c_u es

$$\frac{c_{u(1)}(10) + c_{u(2)}(20)}{30} = \frac{(30)(10) + (100)(20)}{30} = 76.7 \text{ kN/m}^2$$

Para obtener el valor promedio de $\bar{\sigma}'_o$ se dibuja en la figura 13.16b el diagrama para la variación del esfuerzo efectivo vertical con la profundidad. De la ecuación (13.22),

$$\bar{\sigma}'_o = \frac{A_1 + A_2 + A_3}{L} = \frac{225 + 552.38 + 4577}{30} = 178.48 \text{ kN/m}^2$$

La magnitud de λ de la figura 13.12 es 0.14. Por tanto,

$$f_{prom} = 0.14[178.48 \times (2)(76.7)] = 46.46 \text{ kN/m}^2$$

Por consiguiente,

$$Q_s = pLf_{prom} = \pi(0.406)(30)(46.46) = \mathbf{1777.8\ kN}$$

(3) El estrato superior de arcilla (10 m) está normalmente consolidada y $\phi_R = 30°$. Para $z = 0-5$ m [ecuación (13.29)],

$$\begin{aligned} f_{prom(1)} &= (1 - \text{sen}\,\phi_R)\tan\ \phi_R\, \sigma'_{o(prom)} \\ &= (1 - \text{sen}\,30°)(\tan\ 30°)\left(\frac{0 + 90}{2}\right) = 13.0 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Similarmente, para $z = 5-10$ m,

$$f_{prom(2)} = (1 - \text{sen}\,30°)(\tan\,30°)\left(\frac{90 + 130.95}{2}\right) = 31.9 \text{ kN/m}^2$$

Para $z = 10-30$ m [ecuación (13.30)],

$$f_{prom} = (1 - \text{sen}\,\phi_R)\tan\,\phi_R\sqrt{OCR}\,\sigma'_{o(prom)}$$

Para $OCR = 2$

$$f_{prom(3)} = (1 - \text{sen}\,30°)(\tan\,30°)\sqrt{2}\left(\frac{130.95 + 326.75}{2}\right) = 93.43 \text{ kN/m}^2$$

Entonces,

$$Q_s = p[f_{prom(1)}(5) + f_{prom(2)}(5) + f_{prom(3)}(20)]$$
$$= (\pi)(0.406)[(13)(5) + (31.9)(5) + (93.43)(20)] = \mathbf{2669.7\ kN}$$

Parte c: Cálculo de la capacidad neta última, Q_u La comparación de los tres valores de Q_s muestra que los métodos α y λ dan resultados similares. Usamos entonces

$$Q_s = \frac{1658.2 + 1777.8}{2} \approx 1718 \text{ kN}$$

Entonces,

$$Q_u = Q_p + Q_s = 116.55 + 1718 = 1834.55 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{adm}} = \frac{Q_u}{FS} = \frac{1834.55}{4} = \mathbf{458.6\ kN}$$

■

13.7 Capacidad de carga de pilotes de punta descansando en roca

Algunas veces los pilotes son hincados hasta un estrato subyacente de roca. En tales casos, el ingeniero debe evaluar la capacidad de carga de la roca. La resistencia última de punta unitaria en roca (Goodman, 1980) es aproximadamente

$$q_p = q_{u\text{-}R}(N_\phi + 1) \tag{13.32}$$

donde $N_\phi = \tan^2(45 + \phi/2)$
$q_{u\text{-}R}$ = resistencia a compresión simple de la roca
ϕ = ángulo de fricción drenada

La resistencia a compresión simple de la roca se puede determinar por pruebas de laboratorio en especímenes de roca recolectada durante investigaciones de campo. Sin embar-

Tabla 13.8 Resistencia a compresión simple típica de rocas.

Tipo de rocas	$q_{u\text{-}R}$ (MN/m^2)
Arenisca	70–140
Piedra caliza	105–210
Pizarra	35–70
Granito	140–210
Mármol	60–70

go, se debe tener mucho cuidado al obtener el valor apropiado de $q_{u\text{-}R}$ porque los especímenes de laboratorio son usualmente pequeños en diámetro. Conforme el diámetro del espécimen aumenta, la resistencia a compresión simple decrece, lo que se denomina *efecto de escala.* Para especímenes aproximadamente mayores a 1 m de diámetro, el valor de $q_{u\text{-}R}$ permanece casi constante. Parece haber una reducción de cuatro a cinco veces en la magnitud de $q_{u\text{-}R}$ en este proceso. El efecto de escala en rocas es causado principalmente por la distribución aleatoria de grandes y pequeñas fracturas, y también por grietas progresivas a lo largo de las líneas de deslizamiento. Por consiguiente, siempre recomendamos que

$$q_{u\text{-}R(\text{diseño})} = \frac{q_{u\text{-}R(\text{lab})}}{5} \tag{13.33}$$

La tabla 13.8 da algunos valores representativos (de laboratorio) de resistencias a compresión no confinada de rocas. Los valores representativos del ángulo de fricción, ϕ, en rocas están dados en la tabla 13.9.

Un factor de seguridad de *por lo menos* 3 debe usarse para determinar la capacidad de carga admisible de la punta del pilote. Así entonces,

$$Q_{p(\text{adm})} = \frac{[q_{u\text{-}R}(N_\phi + 1)]A_p}{FS} \tag{13.34}$$

Tabla 13.9 Valores típicos del ángulo de fricción, ϕ, de rocas.

Tipo de roca	Ángulo de fricción, ϕ (grados)
Arenisca	27–45
Piedra caliza	30–40
Pizarra	10–20
Granito	40–50
Mármol	25–30

EJEMPLO 13.5

Un pilote H con una longitud de empotramiento de 26 m es hincado en un estrato de arcilla blanda y descansa sobre una arenisca. La arenisca tiene una resistencia a compresión no confinada de 76 MN/m² y un ángulo de fricción de 28°. Use un factor de seguridad de 5 y estime la capacidad de carga de punta admisible dado $A_p = 15.9 \times 10^{-3}$ m².

Solución De las ecuaciones (13.33) y (13.34),

$$Q_{p\,(\text{adm})} = \frac{\left\{\left[\frac{q_{u\text{-}R(\text{lab})}}{5}\right]\left[\tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) + 1\right]\right\} A_p}{FS}$$

$$= \frac{\left\{\left[\frac{76 \times 10^3 \text{ kN/m}^2}{5}\right]\left[\tan^2\left(45 + \frac{28}{2}\right) + 1\right]\right\} (15.9 \times 10^{-3} \text{ m}^2)}{5}$$

$$= \mathbf{182\ kN}$$

■

13.8 Asentamiento de pilotes

El asentamiento elástico de un pilote bajo una carga vertical de trabajo, Q_w, se determina por tres factores:

$$S_e = S_{e(1)} + S_{e(2)} + S_{e(3)} \tag{13.35}$$

donde S_e = asentamiento total del pilote
$S_{e(1)}$ = asentamiento del fuste del pilote
$S_{e(2)}$ = asentamiento del pilote causado por la carga en la punta del pilote
$S_{e(3)}$ = asentamiento del pilote causado por la carga transmitida a lo largo del fuste del pilote

Determinación de $S_{e(1)}$

Si el material del pilote se supone elástico, la deformación del fuste del pilote se evalúa usando los principios fundamentales de la mecánica de materiales:

$$S_{e(1)} = \frac{(Q_{wp} + \xi Q_{ws})L}{A_p E_p} \tag{13.36}$$

donde Q_{wp} = carga tomada en la punta del pilote bajo condición de carga de trabajo
Q_{ws} = carga tomada por la resistencia de fricción (superficial) bajo condición de carga de trabajo
A_p = área de la sección transversal del pilote
L = longitud del pilote
E_p = módulo de elasticidad del material del pilote

La magnitud de ξ depende de la naturaleza de la distribución de la fricción unitaria (superficial) a lo largo del fuste del pilote. Si la distribución de f es uniforme o parabólica,

como muestran las figuras 13.17a y b, $\xi = 0.5$. Sin embargo, para una distribución triangular de f (figura 13.17c), la magnitud de ξ es aproximadamente 0.67 (Vesic, 1977).

Determinación de $S_{e(2)}$

El asentamiento de un pilote causado por la carga tomada en la punta de éste se expresa como

$$S_{e(2)} = \frac{q_{wp} D}{E_s}(1 - \mu_s^2) I_{wp} \qquad (13.37)$$

donde D = ancho o diámetro del pilote
q_{wp} = carga en la punta por área unitaria de la punta del pilote = Q_{wp}/A_p
E_s = módulo de elasticidad del suelo en o debajo de la punta del pilote
μ_s = relación de Poisson del suelo
I_{wp} = factor de influencia ≈ 0.85

Vesic (1977) también propuso un método semiempírico para obtener la magnitud del asentamiento, $S_{e(2)}$:

$$S_{e(2)} = \frac{Q_{wp} C_p}{D q_p} \qquad (13.38)$$

donde q_p = resistencia última de punta del pilote
C_p = coeficiente empírico

Valores representativos de C_p para varios suelos se dan en la tabla 13.10.

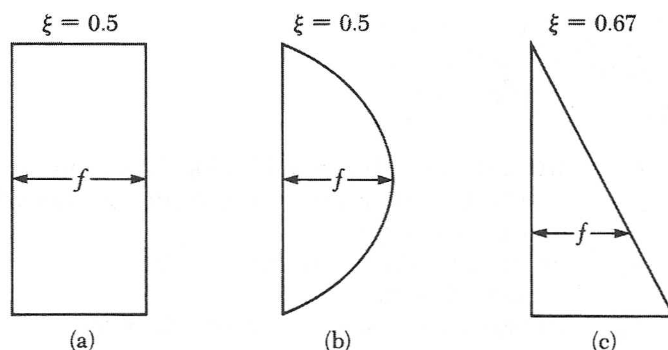


FIGURA 13.17 Varios tipos de distribución de la resistencia unitaria por fricción (superficial) a lo largo del fuste del pilote.

Tabla 13.10 Valores típicos de C_p recomendados por Vesic (1977) [ecuación (13.38)].

Tipo de suelo	Pilote hincado	Pilote barrenado
Arena (densa a suelta)	0.02 – 0.04	0.09 – 0.18
Arcilla (firme a blanda)	0.02 – 0.03	0.03 – 0.06
Limo (denso a suelto)	0.03 – 0.05	0.09 – 0.12

Determinación de $S_{e(3)}$

El asentamiento de un pilote causado por la carga tomada a lo largo del fuste del pilote está dado por una relación similar a la de la ecuación (13.37), o bien

$$S_{e(3)} = \left(\frac{Q_{ws}}{pL}\right)\frac{D}{E_s}(1 - \mu_s^2)I_{ws} \tag{13.39}$$

donde p = perímetro del pilote
L = longitud empotrada del pilote
I_{ws} = factor de influencia

Note que el término Q_{ws}/pL en la ecuación (13.39) es el valor promedio de f a lo largo del fuste del pilote. El factor de influencia, I_{ws}, tiene una relación empírica simple (Vesic, 1977):

$$I_{ws} = 2 + 0.35\sqrt{\frac{L}{D}} \tag{13.40}$$

Vesic (1977) también propuso una relación empírica simple similar a la ecuación (13.38) para obtener $S_{e(3)}$:

$$S_{e(3)} = \frac{Q_{ws}C_s}{Lq_p} \tag{13.41}$$

donde C_s = constante empírica = $0.93 + 0.16\sqrt{L/D})C_p$. (13.42)

Los valores de C_p por usar en la ecuación (13.41) se estiman de la tabla 13.10.

EJEMPLO 13.6 Un pilote de concreto prefabricado de 12 m de longitud está totalmente empotrado en arena. La sección transversal del pilote mide 0.305 × 0.305 m. La carga admisible para el pilote es de 337 kN, de los cuales 240 kN son contribuidos por la fricción superficial. Determine el asentamiento elástico del pilote para $E_p = 21 \times 10^6$ kN/m², E_s = 30,000 kN/m² y $\mu_s = 0.3$.

Solución Usamos la ecuación (13.35):

$$S_e = S_{e(1)} + S_{e(2)} + S_{e(3)}$$

De la ecuación (13.36),

$$S_{e(1)} = \frac{(Q_{wp} + \xi Q_{ws})L}{A_p E_p}$$

Sea $\xi = 0.6$ y $E_p = 21 \times 10^6$ kN/^{2}. Entonces

$$S_{e(1)} = \frac{[97 + (0.6)(240)]12}{(0.305)^2(21 \times 10^6)} = 0.00148 \text{ m} = 1.48 \text{ mm}$$

De la ecuación (13.37),

$$S_{e(2)} = \frac{q_{wp}D}{E_s}(1 - \mu_s^2)I_{wp}$$

$$I_{wp} = 0.85$$

$$q_{wp} = \frac{Q_{wp}}{A_p} = \frac{97}{(0.305)^2} = 1042.7 \text{ kN/m}^2$$

Por tanto,

$$S_{e(2)} = \left[\frac{(1042.7)(0.305)}{30{,}000}\right](1 - 0.3^2)(0.85) = 0.0082 \text{ m} = 8.2 \text{ mm}$$

De nuevo, de la ecuación (13.39),

$$S_{e(3)} = \left(\frac{Q_{ws}}{pL}\right)\frac{D}{E_s}(1 - \mu_s^2)I_{ws}$$

$$I_{ws} = 2 + 0.35\sqrt{\frac{L}{D}} \quad 2 + 0.35\sqrt{\frac{12}{0.305}} = 4.2$$

Por tanto

$$S_{e(3)} = \frac{240}{(\pi \times 0.305)(12)}\left(\frac{0.305}{30{,}000}\right)(1 - 0.3^2)(4.2) = 0.00081 \text{ m} = 0.81 \text{ mm}$$

Por consiguiente, el asentamiento total es

$$S_e = 1.48 + 8.2 + 0.81 = \mathbf{10.49 \text{ mm}}$$

■

13.9 Fórmulas para el hincado de pilotes

Para desarrollar la capacidad de carga deseada, un pilote de carga por punta debe penetrar el estrato de suelo denso suficientemente o tener suficiente contacto con un estrato de roca. Este requisito no puede ser siempre satisfecho mediante el hincado un pilote a una profundidad predeterminada porque los perfiles del suelo varían. Por esta razón, varias ecuaciones fueron desarrolladas para calcular la capacidad última de un pilote durante el hincado. Esas ecuaciones dinámicas se usan ampliamente en el campo para determinar si el pilote ha alcanzado un valor de carga satisfactorio a la profundidad predeterminada. Una de las primeras ecuaciones dinámicas, comúnmente llamada fórmula del *Enginee-*

ring News Record (ENR), se deriva de la teoría del trabajo y la energía; esto es,

energía impartida por el martinete por golpe
= (resistencia del pilote) (penetración por golpe del martinete)

De acuerdo con la fórmula ENR, la resistencia del pilote es la carga última, Q_u, expresada como

$$Q_u = \frac{W_R h}{S + C} \tag{13.43}$$

donde W_R = peso del martinete
h = altura de caída del martinete
S = penetración del pilote por golpe del martinete
C = una constante

La penetración del pilote, S, se basa usualmente en el valor promedio obtenido en los últimos golpes de hincado. En la forma original de la ecuación, se recomendaron los siguientes valores para C:

Para martinetes de gravedad: C = 2.54 cm (si las unidades de S y h están en centímetros)
Para martinetes de vapor: C = 0.254 m (si las unidades de S y h están en centímetros)

Un factor de seguridad FS = 6 fue también recomendado para estimar la capacidad admisible del pilote. Note que para martinetes de simple y doble acción, el término $W_R h$ se reemplaza por EH_E (donde E = eficiencia del martinete y H_E = energía nominal del martinete). Entonces,

$$Q_u = \frac{EH_E}{S + C} \tag{13.44}$$

La fórmula ENR para hincado de pilotes ha sido revisada varias veces a lo largo de los años. Una forma reciente de la *fórmula ENR modificada,* es

$$Q_u = \frac{EW_R h}{S + C} \frac{W_R + n^2 W_p}{W_R + W_p} \tag{13.45}$$

donde E = eficiencia del martinete
C = 0.254 si las unidades de S y h están en centímetros
W_p = peso del pilote
n = coeficiente de restitución entre el martinete y el cabezal del pilote

Las eficiencias de varios martinetes, E, tiene los siguientes rangos:

Tipo de martillo	Eficiencia, E
Martinetes de simple y doble acción	0.7 – 0.85
Martinetes diesel	0.8 – 0.9
Martinetes de gravedad	0.7 – 0.9

Los valores representativos del coeficiente de restitución, n, son:

Material del pilote	Coeficiente de restitución, n
Pilotes de concreto y de acero (sin cabezal)	0.4 – 0.5
Almohadilla de madera sobre pilotes de acero	0.3 – 0.4
Pilotes de madera	0.25 – 0.3

Un factor de seguridad de entre 4 y 6 se usa en la ecuación (13.45) para obtener la capacidad de carga admisible de un pilote.

La Comisión de carreteras estatales de Michigan (1965) emprendió un estudio para obtener una ecuación racional de hincado de pilotes. En tres sitios diferentes se colocaron un total de 88 pilotes. Con base en esas pruebas, Michigan adoptó una fórmula ENR modificada:

$$Q_u = \frac{1.25 H_E}{S + C} \frac{W_R + n^2 W_p}{W_R + W_p} \tag{13.46}$$

donde H_E = energía máxima nominal del martinete dada por el fabricante (kN-m)
$C = 2.54 \times 10^{-3}$ m

La unidad de S está en metros en la ecuación (13.46). Se recomienda un factor de seguridad de 6.

Otra fórmula llamada la *fórmula danesa* también da resultados tan confiables como cualquier otra ecuación:

$$Q_u = \frac{E H_E}{S + \sqrt{\dfrac{E H_E L}{2 A_p E_p}}} \tag{13.47}$$

donde E = eficiencia del martinete
H_E = energía nominal del martinete
E_p = módulo de elasticidad del material del pilote
L = longitud del pilote
A_p = área de la sección transversal del pilote

En la ecuación (13.47) deben usarse unidades consistentes. Un factor de seguridad de entre 3 y 6 se recomienda para estimar la capacidad de carga admisible de los pilotes.

Otras ecuaciones frecuentemente usadas para el hincado de pilotes son las dadas por el Pacific Coast Uniform Building Code (International Conference of Building Officials, 1982) y por Janbu (1953).

Fórmula del Código de Construcción Uniforme de la Costa del Pacífico

$$Q_u = \frac{(EH_E)\left(\dfrac{W_R + nW_p}{W_R + W_p}\right)}{S + \dfrac{Q_u L}{AE}} \tag{13.48}$$

El valor de n en la ecuación (13.48) debe ser de 0.25 para pilotes de acero y de 0.1 para todos los otros pilotes. Se recomienda generalmente un factor de seguridad de 4.

Fórmula de Janbu

$$Q_u = \frac{EH_E}{K'_u S} \tag{13.49}$$

donde $K'_u = C_d(1 + \sqrt{1 = \lambda/C_d})$ (13.50)

$$C_d = 0.75 + 0.15(W_p/W_R) \tag{13.51}$$

$$\lambda = (EH_E L / A_p E_p S^2) \tag{13.52}$$

Se recomienda en general un factor de seguridad entre 4 y 5.

EJEMPLO 13.7

Un pilote de concreto prefabricado con sección transversal de 305 × 305 mm es hincado por un martinete Vulcan (Modelo No. 08). Tenemos los valores:

energía nominal máxima del martinete = 35 kN-m (tabla 13.6)
peso del pisón = 36 kN (tabla 13.6)
longitud total del pilote = 20 m
eficiencia del martinete = 0.8
coeficiente de restitución = 0.45
peso del cabezal del pilote = 3.2 kN
número de golpes para los últimos 25.4 mm de penetración = 5

Estime la capacidad admisible del pilote usando cada una de las siguientes ecuaciones:

a. Ecuación (13.44) (use $FS = 6$)
b. Ecuación (13.45) (use $FS = 5$)
c. Ecuación (13.47) (use $FS = 4$)

Solución

a. La ecuación (13.44) es

$$Q_u = \frac{EH_E}{S + C}$$

Tenemos $E = 0.8$, $H_E = 35$ kN-m, y

$$S = \frac{25.4}{5} = 5.08 \text{ mm} = 0.508 \text{ cm}$$

Entonces

$$Q_u = \frac{(0.8)(35)(100)}{0.508 + 0.254} = 3674 \text{ kN}$$

Por consiguiente,

$$Q_{\text{adm}} = \frac{Q_u}{FS} = \frac{3674}{6} = \mathbf{612\ kN}$$

b. La ecuación (13.45) es

$$Q_u = \frac{EW_R\, h}{S + C}\,\frac{W_R + n^2 W_p}{W_R + W_p}$$

Peso del pilote $= LA_p\gamma_c = (20)\,(0.305)^2\,(23.58) = 43.87$ kN y

$$W_p = \text{peso del pilote} + \text{peso del cabezal} = 43.87 + 3.2 = 47.07 \text{ kN}$$

Entonces,

$$\begin{aligned} Q_u &= \left[\frac{(0.8)(35)(100)}{0.508 + 0.254}\right]\left[\frac{36 + (0.45)^2(47.07)}{36 + 47.07}\right] \\ &= (3674)(0.548) \approx 2013 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$Q_{\text{adm}} = \frac{Q_u}{FS} = \frac{2013}{5} = 402.6 \text{ kN} \approx \mathbf{403\ kN}$$

c. La ecuación (13.47) es

$$Q_u = \frac{EH_E}{S = \sqrt{\dfrac{EH_E L}{2A_p E_p}}}$$

Tenemos $E_p \approx 20.7 \times 10^6$ kN/m^2. Entonces,

$$\sqrt{\frac{EH_E L}{2A_p E_p}} = \sqrt{\frac{(0.8)(35)(20)}{(2)(0.305)^2(20.7 \times 10^6)}} = 0.0121\,\text{m} = 1.21\,\text{cm}$$

Por consiguiente,

$$Q_u = \frac{(0.8)(35)(100)}{0.508 + 1.21} = 1630\text{ kN}$$

$$Q_{\text{adm}} = \frac{Q_u}{FS} = \frac{1630}{4} = \mathbf{407.5\ kN}$$ ■

13.10 Esfuerzos en pilotes durante el hincado

El esfuerzo máximo desarrollado sobre un pilote durante la operación de hincado se estima con las fórmulas presentadas en la sección anterior. Como ilustración, usamos la fórmula ENR modificada dada en la ecuación (13.45).

$$Q_u = \frac{EW_R h}{S + C} \frac{W_R + n^2 W_p}{W_R + W_p}$$

En esta ecuación, S es igual a la penetración promedio por golpe de martinete, que también se expresa como

$$S = \frac{2.54}{N} \tag{13.53}$$

donde S está en centímetros
N = número de golpes de martinete por pulgada de penetración

Entonces,

$$Q_u = \frac{EW_R h}{\dfrac{2.54}{N} + 0.254\ (\text{cm})} \frac{W_R + n^2 W_p}{W_R + W_p} \tag{13.54}$$

Se pueden suponer diferentes valores de N para un martinete y pilote dados y calcular Q_u. El esfuerzo de hincado entonces se calcula para cada valor de N y Q_u/A_p. Este procedimiento se demuestra con un conjunto de valores numéricos. Suponga que un pilote de concreto presforzado tiene 25 m de longitud y va a ser hincado por un martillo 11B3 (MKT). Los lados del pilote miden 254 mm. De la tabla 13.3 para este pilote, tenemos

$$A_p = 645\text{ cm}^2$$

El peso del pilote es

$$W_p = (A_p L)\gamma_c = \left(\frac{645}{10{,}000}\right)(25)(23.58) \approx 38\text{ kN}$$

Sea 3 kN el peso del cabezal. Entonces, $W_p = 38 + 3 = 41$ kN. De nuevo, de la tabla 13.6, para un martinete 11B3,

$$\text{energía nominal} = 26 \text{ kN-m} = 26 \times 100 \text{ kN-cm} = H_E = W_R h$$

El peso del martinete es de 22 kN. Suponga que la eficiencia del martinete, $E = 0.85$, y $n = 0.35$. Sustituyendo esos valores en la ecuación (13.54), obtenemos

$$Q_u = \left[\frac{0.85(26 \times 100)}{\frac{2.54}{N} + 0.254}\right]\left[\frac{22 + 0.35^2(41)}{22 + 41}\right] = \frac{948}{\frac{2.54}{N} + 0.254}$$

Podemos sustituir varios valores de N en la relación anterior y calcular Q_u. La figura 13.18 muestra una gráfica de Q_u/A_p (esfuerzo de hincado del pilote) *versus* N. De una tal curva, el número de golpes por 2.54 cm de penetración del pilote correspondiente al esfuerzo permisible de hincado del pilote se determina fácilmente.

En la práctica, los esfuerzos de hincado en pilotes de madera están limitados a aproximadamente $0.7f_u$. Similarmente, para pilotes de concreto y acero, los esfuerzos de hincado están limitados a aproximadamente $0.6f'_c$ y $0.85f_y$, respectivamente.

En la mayoría de los casos, los pilotes de madera son hincados con una energía del martillo menor que 60 kN-m. Las resistencias de hincado están limitadas principalmente a 4 o 5 golpes por 2.54 cm de penetración del pilote. Para pilotes de concreto y acero, los valores usuales de N adoptados están entre 6 y 8, y 12 y 14, respectivamente.

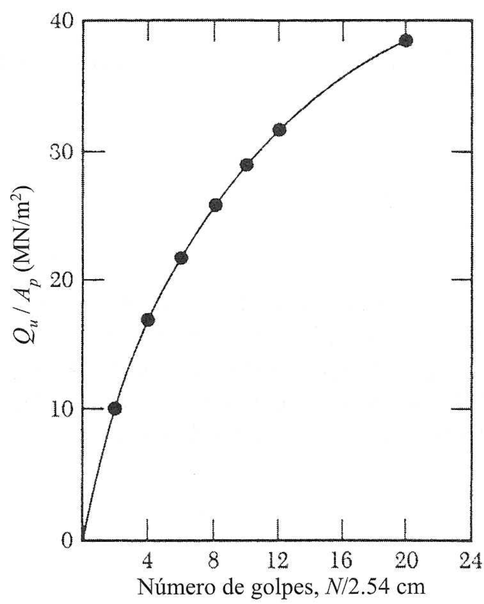


FIGURA 13.18 Gráfica del esfuerzo de hincado del pilote *versus* número de golpes por 2.54 cm.

13.11 Pruebas de carga de pilotes

En la mayoría de los grandes proyectos, un número específico de pruebas de carga deben conducirse en los pilotes. La razón principal es la falta de confiabilidad de los métodos de predicción. La capacidad de carga vertical y horizontal de un pilote se debe probar en campo. La figura 13.19a muestra un diagrama esquemático del arreglo de la prueba de carga de un pilote para probarlo por *compresión axial* en el campo. La carga se aplica al pilote por medio de un gato hidráulico. Las etapas de carga se aplican al pilote y se deja transcu-

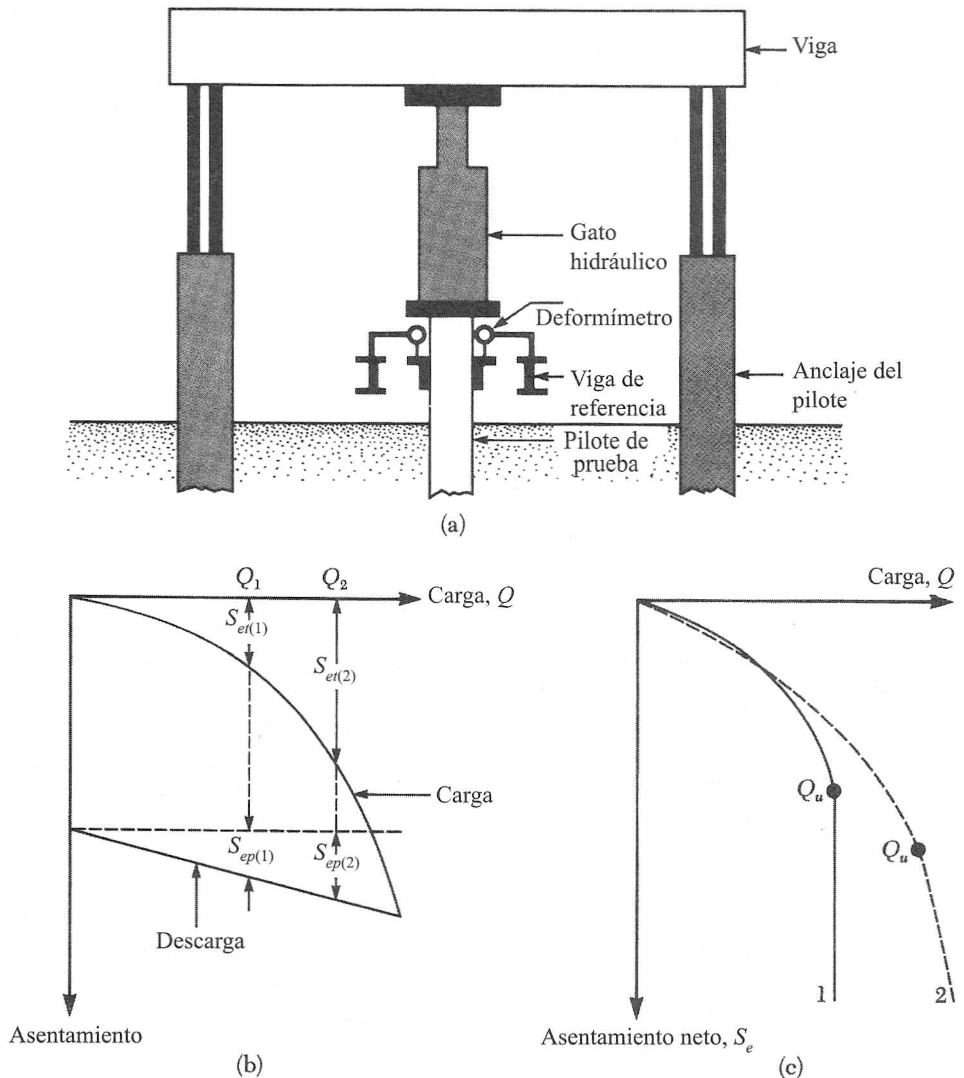


FIGURA 13.19 (a) Diagrama esquemático del arreglo para la prueba de carga de un pilote; (b) gráfica de carga contra asentamiento total; (c) gráfica de carga contra asentamiento neto.

rrir suficiente tiempo después de cada carga de manera que ocurra una pequeña cantidad de asentamiento. El asentamiento del pilote se mide por medio de deformímetro. La cantidad de carga por aplicarse en cada paso varía, dependiendo de los códigos de construcción locales. La mayoría de los códigos de construcción requieren que cada etapa de carga sea aproximadamente una cuarta parte de la carga propuesta de trabajo. La prueba de carga debe llevarse a cabo hasta una carga total de por lo menos dos veces la carga propuesta de trabajo. Después de alcanzar la carga deseada en el pilote, éste es *gradualmente descargado*.

Las pruebas de carga sobre pilotes en arena se efectúan inmediatamente después de que los pilotes se han hincado. Sin embargo, debe tenerse cuidado al decidir el lapso de tiempo entre el hincado y el principio de la prueba de carga cuando los pilotes están empotrados en arcilla. Este lapso de tiempo varía entre 30 y 60 días o más porque el suelo requiere algún tiempo para ganar su *resistencia trixotrópica*.

La figura 13.19b muestra un diagrama de carga-asentamiento obtenido por carga y descarga en campo. Para cualquier carga, Q, el asentamiento neto del pilote se calcula como sigue:

Cuando $Q = Q_1$,

$$\text{asentamiento neto, } S_{e(1)} = S_{et(1)} - S_{ep(1)}$$

Cuando $Q = Q_2$,

$$\text{asentamiento neto, } S_{e(2)} = S_{et(2)} - S_{ep(2)}$$

etc.,

donde S_e = asentamiento neto
S_{ep} = asentamiento elástico del mismo pilote
S_{et} = asentamiento total

Esos valores de Q se trazan sobre una gráfica contra el asentamiento neto correspondiente, S_e, como muestra la figura 13.19c. La carga última del pilote se determina con esta gráfica. El asentamiento del pilote aumenta con la carga hasta cierto punto, más allá del cual la curva carga-asentamiento se vuelve vertical. La carga correspondiente al punto en que la curva Q–S_e se vuelve vertical es la carga última, Q_u, para el pilote; ésta se muestra por la curva 1 en la figura 13.19c. En muchos casos, la última etapa de la curva carga-asentamiento es casi lineal, mostrando un alto grado de asentamiento para un pequeño incremento de la carga: se muestra por la curva 2 en la figura 13.19c. La carga última, Q_u, para tal caso se determina del punto de la curva Q–S_e donde comienza esta porción lineal.

El procedimiento de la prueba de carga antes descrito requiere la aplicación de etapas de carga sobre los pilotes y medición del asentamiento y se llama *prueba de carga controlada*. Otra técnica usada para la prueba de carga en pilotes es la prueba de razón de penetración constante. En ésta, la carga sobre el pilote es continuamente incrementada para mantener una *razón constante de penetración,* que varía de 0.25 a 2.5 mm/min. Esta prueba da una gráfica carga-asentamiento similar a la obtenida con la prueba de carga controlada. Otro tipo de prueba de carga en pilotes es la de *carga cíclica,* en la que una carga incrementada es aplicada y removida repetidamente.

13.12 Fricción negativa en pilotes

La fricción lateral negativa es una fuerza hacia abajo ejercida sobre el pilote por el suelo que lo rodea. Esta acción ocurre bajo condiciones como las siguientes:

1. Si un relleno de suelo arcilloso se coloca sobre un estrato de suelo granular en el que un pilote es hincado, el relleno se consolidará gradualmente. Este proceso de consolidación ejercerá una fuerza hacia abajo de arrastre sobre el pilote (figura 13.20a) durante el periodo de consolidación.
2. Si un relleno de suelo granular se coloca sobre un estrato de arcilla blanda, como muestra la figura 13.20b, inducirá el proceso de consolidación en el estrato de arcilla y ejercerá así una fuerza de arrastre hacia abajo sobre el pilote.
3. Al bajar el nivel del agua freática crecerá el esfuerzo vertical efectivo sobre el suelo a cualquier profundidad, lo que inducirá asentamientos por consolidación en la arcilla. Si un pilote se localiza en el estrato de arcilla, quedará sometido a una fuerza de arrastre hacia abajo.

En algunos casos, la fuerza hacia abajo puede ser excesiva y ocasionar la falla de la cimentación. Esta sección describe dos métodos tentativos para calcular la fricción superficial negativa.

Relleno de arcilla sobre suelo granular (figura 13.20a)

Similar al método β presentado en la sección 13.6, el esfuerzo superficial negativo (hacia abajo) sobre el pilote es

$$f_n = K' \sigma'_o \tan \delta \tag{13.55}$$

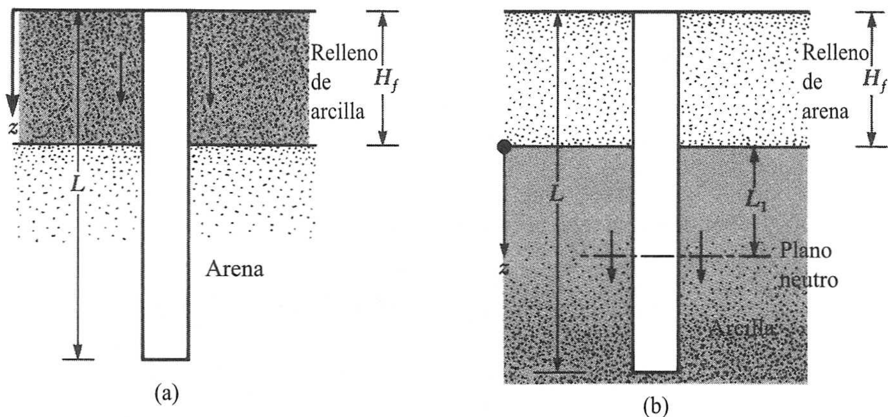


FIGURA 13.20 Fricción negativa superficial.

donde K' = coeficiente de presión de tierra = $K_o = 1 - \text{sen}\ \phi$
σ'_o = esfuerzo vertical efectivo a cualquier profundidad $z = \gamma'_f z$
γ'_f = peso específico efectivo de relleno ϕ
δ = ángulo de fricción entre suelo y pilote $\approx 0.5\phi - 0.7\phi$

Por consiguiente, la fuerza total hacia abajo, Q_n, sobre un pilote es

$$Q_n = \int_0^{H_f} (pK'\gamma'_f \tan\ \delta) z\, dz = \frac{pK'\gamma'_f \tan\ \delta}{2} \tag{13.56}$$

donde H_f = altura del relleno. Si el relleno está arriba del nivel freático, el peso específico efectivo, γ'_f, debe ser reemplazado por el peso específico húmedo.

Relleno de suelo granular sobre arcilla (figura 13.20b)

En este caso, la evidencia indica que el esfuerzo superficial negativo sobre el pilote puede existir de $z = 0$ a $z = L_1$, lo que se llama *profundidad neutra* (véase Vesic, 1977, págs. 25-26). La profundidad neutra se da como (Bowles, 1982)

$$L_1 = \frac{L - H_f}{L_1}\left(\frac{L - H_f}{2} + \frac{\gamma'_f H_f}{\gamma'}\right) - \frac{2\gamma'_f H_f}{\gamma'} \tag{13.57}$$

donde γ'_f y γ' = pesos específicos efectivos del relleno y del estrato de arcilla subyacente, respectivamente.

Una vez determinado el valor de L_1, la fuerza de arrastre hacia abajo se obtiene de la siguiente manera: la fricción superficial unitaria negativa a cualquier profundidad de $z = 0$ a $z = L_1$ es

$$f_n = K'\sigma'_o \tan\ \delta \tag{13.58}$$

donde $K' = K_o = 1 - \text{sen}\ \phi$
$\sigma'_o = \gamma'_f H_f + \gamma' z$
$\delta = 0.5\phi – 0.7\phi$

Por consiguiente, la fuerza total de arrastre es

$$Q_n = \int_0^{L_1} pf_n\, dz = \int_0^{L_1} pK'(\gamma'_f H_f + \gamma' z) \tan\ \delta\, dz$$
$$= (pK'\gamma'_f H_f \tan\ \delta) L_1 + \frac{L_1^2 pK'\gamma' \tan\ \delta}{2} \tag{13.59}$$

Si el suelo y el relleno están arriba del nivel freático, los pesos específicos efectivos deben reemplazarse por los pesos específicos húmedos. En algunos casos, los pilotes se revisten con material bituminoso en la zona de arrastre hacia abajo para evitar este problema.

EJEMPLO 13.8

Refiérase a la figura 13.20a; $H_f = 2$ m. El pilote tiene sección transversal circular con diámetro de 0.305 m. Para el relleno que está arriba del nivel freático, $\gamma_f = 16$ kN/m^3 y $\phi = 32°$. Determine la fuerza de arrastre total.

Solución De la ecuación (13.56), tenemos

$$Q_n = \frac{pK'\gamma'_f H_f^2 \tan\delta}{2}$$

$$p = \pi(0.305) = 0.958 \text{ m}$$

$$K' = 1 - \operatorname{sen}\phi = 1 - \operatorname{sen} 32° = 0.47$$

$$\delta = (0.6)(32) = 19.2°$$

$$Q_n = \frac{(0.958)(0.47)(16)(2)^2 \tan 19.2°}{2} = \mathbf{5.02\ kN}$$

■

EJEMPLO 13.9

Refiérase a la figura 13.20b. Aquí, $H_f = 2$ m, diámetro del pilote = 0.305 m, $\gamma_f = 16.5$ kN/m^3, $\phi_{\text{arcilla}} = 34°$, $\gamma_{\text{sat(arc)}} = 17.2$ kN/m^3 y $L = 20$ m. El nivel del agua freática coincide con el estrato superior de arcilla. Determine la fuerza de arrastre hacia abajo.

Solución La profundidad del plano neutro está dada en la ecuación (13.57) como

$$L_1 = \frac{L - H_f}{L_1}\left(\frac{L - H_f}{2} + \frac{\gamma_f H_f}{\gamma'}\right) - \frac{2\gamma_f H_f}{\gamma'}$$

Note que γ'_f en la ecuación (13.57) ha sido reemplazado por γ_f porque el relleno está arriba del agua freática. Entonces

$$L_1 = \frac{20 - 2}{L_1}\left[\frac{(20 - 2)}{2} + \frac{(16.5)(2)}{(17.2 - 9.81)}\right] - \frac{(2)(16.5)(2)}{(17.2 - 9.81)}$$

$$= \frac{242.4}{L_1} - 8.93 = 11.75 \text{ m}$$

Ahora, con referencia a la ecuación (13.59), tenemos

$$Q_n = (pK'\gamma_f H_f \tan\delta)L_1 = \frac{L_1^2 pK'\gamma'\tan\delta}{2}$$

$$p = \pi(0.305) = 0.958 \text{ m}$$

$$K' = 1 - \operatorname{sen} 34° = 0.44$$

$$Q_n = (0.958)(0.44)(16.5)(2)[\tan(0.6 \times 34)](11.75) + \frac{(11.75)^2(0.958)(0.44)(17.2 - 9.81)[\tan(0.6 \times 34)]}{2}$$

$$= 60.78 + 79.97 = \mathbf{140.75\ kN}$$

■

13.13 Grupo de pilotes. Eficiencia

En la mayoría de los casos, los pilotes se usan en grupos para transmitir la carga estructural al suelo (figura 13.21). Una *losa de cabeza de pilotes* se construye sobre un *grupo de pilotes.* La losa de cabeza de pilotes puede estar en contacto con el terreno, como lo está en la mayor parte de los casos (figura 13.21a), o arriba del terreno, como en las plataformas fuera de la costa (figura 13.21b).

La determinación de la capacidad de carga de grupos de pilotes es extremadamente complicada y no se ha resuelto todavía por completo. Cuando los pilotes se colocan cerca uno de otro, una razonable hipótesis es que los esfuerzos transmitidos por los pilotes al suelo se traslapan (figura 13.21c), reduciéndose así la capacidad de carga de los pilotes. Idealmente, los pilotes en un grupo deben espaciarse de manera que la capacidad de carga del grupo no sea menor que la suma de sus capacidades individuales. En la práctica, la separación mínima centro a centro de los pilotes, d, es $2.5D$ y en situaciones ordinarias es aproximadamente de entre $3D$ y $3.5D$.

La eficiencia de la capacidad de carga de un grupo de pilotes se define como

$$\eta = \frac{Q_{g(u)}}{\Sigma\, Q_u} \tag{13.60}$$

donde η = eficiencia del grupo
$Q_{g(u)}$ = capacidad de carga última del grupo de pilotes
Q_u = capacidad de carga última de cada pilote sin el efecto del grupo

Muchos ingenieros estructurales usan un análisis simplificado para obtener la eficiencia del grupo para pilotes de fricción, particularmente en arena. Este tipo de análisis se explica con ayuda de la figura 13.21a. Dependiendo de su separación dentro del grupo, los pilotes actúan en una de dos maneras: 1) como un *bloque* con dimensiones $L_g \times B_g \times L$, o 2) como *pilotes individuales*. Si éstos actúan como un bloque, la capacidad por fricción es $f_{prom} p_g L \approx Q_{g(u)}$. [*Nota:* p_g = perímetro de la sección transversal del bloque $= 2(n_1 + n_2 - 2)d + 4D$ y f_{prom} = resistencia por fricción promedio unitaria.] Similarmente, para cada pilote que actúa individualmente, $Q_u \approx pLf_{prom}$. (*Nota:* p = perímetro de la sección transversal de cada pilote.) Entonces,

$$\eta = \frac{Q_{g(u)}}{\Sigma\, Q_u} = \frac{f_{prom}[2(n_1 + n_2 - 2)d + 4D]L}{n_1 n_2 pLf_{prom}}$$

$$\frac{2(n_1 + n_2 - 2)d + 4D}{pn_1n_2} \tag{13.61}$$

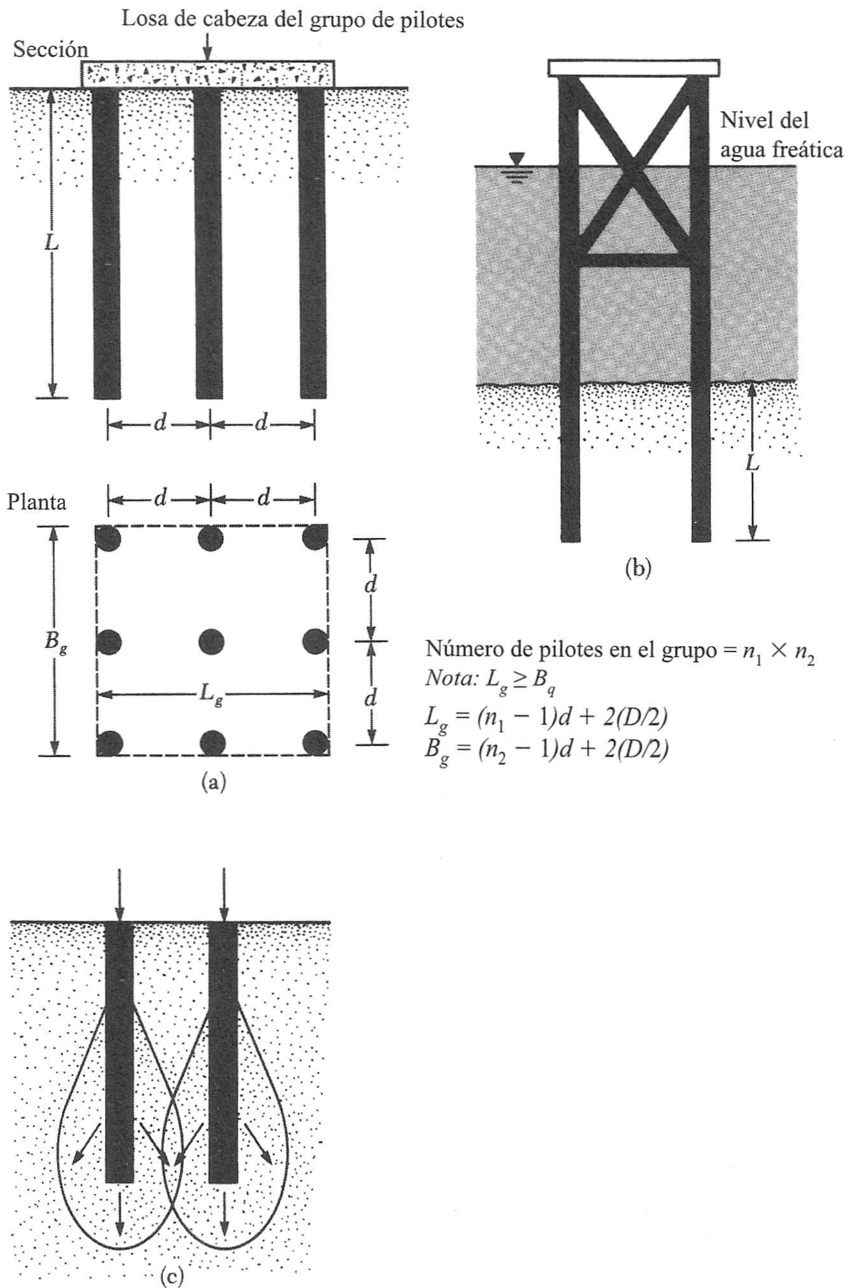


FIGURA 13.21 Grupos de pilotes.

Por consiguiente,

$$Q_{g(u)} = \left[\frac{2(n_1 + n_2 - 2)d + 4D}{pn_1n_2}\right] \Sigma\, Q_u \tag{13.62}$$

De la ecuación (13.62), si el espaciamiento centro a centro, d, es suficientemente grande, entonces $\eta > 1$. En tal caso, los pilotes se comportarán como pilotes individuales. Entonces, en la práctica, si $\eta < 1$,

$$Q_{g(u)} = \eta\, \Sigma\, Q_u$$

y, si $\eta \geq 1$,

$$Q_{g(u)} = \Sigma\, Q_u$$

Otra ecuación frecuentemente usada por los ingenieros de diseño es la *ecuación Converse-Labarre:*

$$\eta = 1 - \left[\frac{(n_1 - 1)n_2 + (n_2 - 1)n_1}{90n_1n_2}\right]\theta \tag{13.63}$$

donde θ (grados) $= \tan^{-1}(D/d)$. (13.64)

Pilotes en arena

Los resultados de pruebas en modelos de grupos de pilotes en arena han mostrado que la eficiencia del grupo es mayor que 1 porque zonas de compactación son creadas alrededor de los pilotes durante el hincado. Con base en las observaciones experimentales del comportamiento de grupos de pilotes en arena, tienen hasta la fecha dos conclusiones generales:

1. Para grupos de pilotes *hincados* en *arena* con $d \geq 3D$, $Q_{g(u)}$ se toma igual a ΣQ_u, que incluye las capacidades de carga por fricción y de punta de los pilotes individuales.
2. Para grupos de pilotes *barrenados* en *arena* a separaciones convencionales ($d \approx 3D$), $Q_{g(u)}$ se toma de $\frac{2}{3}$ a $\frac{3}{4}$veces ΣQ_u (capacidades de carga por fricción y de punta de los pilotes individuales).

Pilotes en arcilla

La capacidad de carga última de grupos de pilotes en arcilla se estima con el siguiente procedimiento:

1. Determine $\Sigma\, Q_u = n_1n_2(Q_p + Q_s)$. De la ecuación (13.14),

   $$Q_p = A_p[9c_{u(p)}]$$

   donde $c_{u(p)}$ = cohesión no drenada de la arcilla en la punta del pilote. También, de la ecuación (13.24),

   $$Q_s = \Sigma\, \alpha p c_u \Delta L$$

Por lo que

$$\Sigma\, Q_u = n_1 n_2[9A_p c_{u(p)} + \Sigma\, \alpha p c_u \Delta L] \tag{13.65}$$

2. Determine la capacidad última suponiendo que los pilotes en el grupo actúan como un bloque con dimensiones de $L_g \times B_g \times L$. La resistencia por fricción del bloque es

$$\Sigma\, p_g c_u\, \Delta L = \Sigma\, 2(L_g + B_g) c_u\, \Delta L$$

Calcule la capacidad de carga de punta con

$$A_p q_p = A_p c_{u(p)} N_c^* = (L_g B_g) c_{u(p)} N_c^*$$

La variación de N_c^* con L/B_g y L_g/B_g está ilustrada en la figura 13.22. La carga última es entonces

$$\Sigma\, Q_u = L_g B_g c_{u(p)} N_c^* + \Sigma 2(L_g + B_g) c_u \Delta L \tag{13.66}$$

3. Compare los valores obtenidos con las ecuaciones (13.65) y (13.66). El menor de los dos valores es $Q_{g(u)}$.

Pilotes en roca

Para pilotes de punta que descansan sobre roca, la mayoría de los códigos de construcción especifican que $Q_{g(u)} = \Sigma Q_u$, siempre que el espaciamiento mínimo centro a centro de los pilotes sea D + 300 mm. Para pilotes H y pilotes con secciones transversales cuadradas, la magnitud de D es igual a la dimensión diagonal de la sección transversal del pilote.

Comentarios generales

Una losa de cabeza de pilote que descansa sobre suelo, como se muestra en la figura 13.21a, contribuirá a la capacidad de carga de un grupo de pilotes. Sin embargo, esta con-

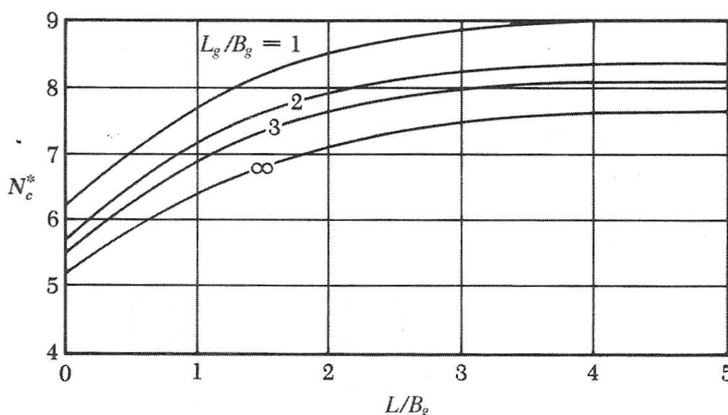


FIGURA 13.22 Variación de N_c^* con L_g/B_g y L/B_g.

tribución se desprecia para fines de diseño porque el soporte puede perderse como resultado de la erosión del suelo o excavación durante la vida del proyecto.

EJEMPLO 13.10

Refiérase a la figura 13.21a y 13.23. Se dan $n_1 = 4, n_2 = 3, D = 305$ mm y $d = 2.5D$. Los pilotes son cuadrados en sección transversal y están empotrados en arena. Use las ecuaciones (13.61) y (13.63) para obtener la eficiencia del grupo.

Solución De la ecuación (13.61),

$$\eta = \frac{2(n_1 + n_2 - 2)d + 4D}{pn_1n_2}$$

$$d = 2.5D = (2.5)(305) = 762.5 \text{ mm}$$

$$p = 4D = (4)(305) = 1220 \text{ mm}$$

Entonces,

$$\eta = \frac{2(4 + 3 - 2)762.5 + 1220}{(1220)(4)(3)} = 0.604 = \mathbf{60.4\%}$$

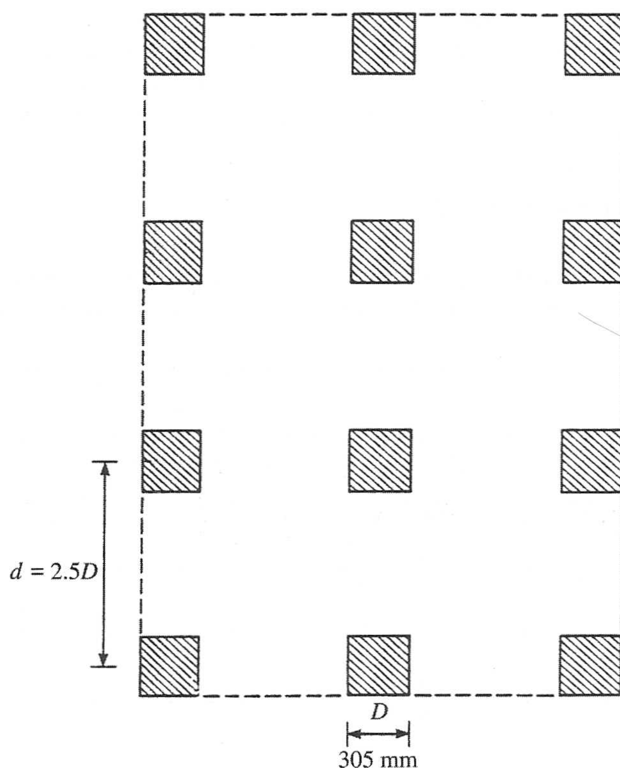


FIGURA 13.23

De acuerdo con la ecuación (13.63),

$$\eta = 1 - \left[\frac{(n_1 - 1)n_2 + (n_2 - 1)n_1}{90 n_1 n_2}\right] \tan^{-1}\left(\frac{D}{d}\right)$$

Sin embargo,

$$\tan^{-1}\left(\frac{D}{d}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{1}{2.5}\right) = 21.8°$$

Entonces,

$$\eta = 1 - \left[\frac{(3)(3) + (2)(4)}{(90)(3)(4)}\right](21.8°) = 0.657 = \mathbf{65.7\%}$$

■

EJEMPLO 13.11

Refiérase a la figura 13.21a. Para este grupo de pilotes, $n_1 = 4$, $n_2 = 3$, $D = 305$ mm, $d = 1220$ mm y $L = 15$ m. Los pilotes son cuadrados en su sección transversal y están empotrados en una arcilla homogénea con $c_u = 70$ kN/m². Use $FS = 4$ y determine la capacidad admisible de carga del grupo de pilotes.

Solución De la ecuación (13.65),

$$\Sigma Q_u = n_1 n_2 [9 A_p c_{u(p)} + \Sigma\, \alpha p c_u \Delta L]$$

$$A_p = (0.305)(0.305) = 0.093\ \text{m}^2$$

$$p = (4)(0.305) = 1.22\ \text{m}$$

De la figura 13.14 para $c_u = 70$ kN/m², $\alpha = 0.63$. Entonces

$$\Sigma Q_u = (4)(3)[(9)(0.093)(70) + (0.63)(1.22)(70)(15)]$$

$$= 12(58.59 + 807.03) \approx 10{,}387\ \text{kN}$$

De nuevo, de la ecuación (13.66), la capacidad última del bloque es

$$\Sigma Q_u = L_g B_g c_{u(p)} N_c^* + \Sigma\, 2(L_g + B_g) c_u \Delta L$$

Entonces

$$L_g = (n_1 - 1)d + 2\left(\frac{D}{2}\right) = (4 - 1)(1.22) + 0.305 = 3.965\ \text{m}$$

$$B_g = (n_2 - 1)d + 2\left(\frac{D}{2}\right) = (3 - 1)(1.22) + 0.305 = 2.745\ \text{m}$$

$$\frac{L}{B_g} = \frac{15}{2.745} = 5.46$$

$$\frac{L_g}{B_g} = \frac{3.965}{2.745} = 1.44$$

De la figura 13.22, $N_c^* \approx 8.6$. Entonces,

$$\Sigma Q_u = (3.965)(2.745)(70)(8.6) + 2(3.965 + 2.745)(70)(15)$$
$$= 6552 + 14{,}091 = 20{,}643 \text{ kN}$$

Entonces

$$Q_{g(u)} = 10{,}387 \text{ kN} < 20{,}643 \text{ kN}$$

$$Q_{g(\text{adm})} = \frac{Q_{g(u)}}{FS} = \frac{10{,}387}{4} \approx \mathbf{2597 \text{ kN}}$$ ■

13.14 Asentamiento elástico de grupo de pilotes

Varias investigaciones relativas al asentamiento de grupos de pilotes, con resultados muy variables han sido reportadas en la literatura técnica. La relación más simple para el asentamiento de grupos de pilotes fue dada por Vesic (1969) como

$$S_{g(e)} = \sqrt{\frac{B_g}{D}}\, S_e \tag{13.67}$$

donde $S_{g(e)}$ = asentamiento elástico del grupo de pilotes
B_g = ancho de la sección del grupo de pilotes (véase la figura 13.21a)
D = ancho o diámetro de cada pilote en el grupo
S_e = asentamiento elástico de cada pilote bajo carga de trabajo comparable (véase la sección 13.8)

Para grupos de pilotes en arena y grava, Meyerhof (1976) sugirió la siguiente relación empírica para asentamientos elásticos:

$$S_{g(e)}(\text{mm}) = \frac{0.92 q \sqrt{B_g}\, I}{N_{\text{cor}}} \tag{13.68}$$

donde q (kN/m^2) $= Q_g/(L_g B_g)$ (13.69)

L_g y B_g = longitud y ancho de la sección del grupo de pilotes, respectivamente (m)
N_{cor} = número de penetración estándar promedio corregido dentro de la zona del asentamiento ($\approx B_g$ de profundidad debajo de la punta de los pilotes)

I = factor de influencia $= 1 - L/8B_g \geq 0.5$ (13.70)

L = longitud de empotramiento de los pilotes (m)

Similarmente, el asentamiento del grupo de pilotes está relacionado con la resistencia a la penetración de cono como

$$S_{g(e)} = \frac{qB_g I}{2q_c} \tag{13.71}$$

donde q_c = resistencia promedio a la penetración de cono dentro de la zona de asentamiento. En la ecuación (13.71), todos los símbolos están en unidades consistentes.

13.15 Asentamiento por consolidación de grupo de pilotes

El asentamiento por consolidación de un grupo de pilotes se estima suponiendo un método de distribución aproximada al que se le llama comúnmente el método 2:1. El procedimiento de cálculo implica los siguientes pasos (figura 13.24):

1. Sea L la profundidad de empotramiento de los pilotes. El grupo está sometido a una carga total de Q_g. Si la losa de cabeza de los pilotes está debajo de la superficie original del terreno, Q_g es igual a la carga total de la superestructura sobre los pilotes menos el peso efectivo del suelo arriba del grupo de pilotes removido por la excavación.
2. Suponga que la carga Q_g es transmitida al suelo comenzando a una profundidad de $2L/3$ desde la parte superior de los pilotes, como muestra la figura 13.24 ($z = 0$). La carga Q_g se dispersa a lo largo de líneas 2 vertical: 1 horizontal desde esta profundidad. Las líneas aa' y bb' son las dos líneas 2:1.
3. Calcule el incremento del esfuerzo efectivo causado a la mitad de cada estrato de suelo por la carga Q_g:

$$\Delta\sigma'_i = \frac{Q_g}{(B_g + z_i)(L_g + z_i)} \tag{13.72}$$

donde $\Delta\sigma'_i$ = incremento del esfuerzo a la mitad de la capa i

L_g, B_g = longitud y ancho de la planta del grupo de pilotes, respectivamente

z_i = distancia de $z = 0$ a la mitad del estrato de arcilla, i

Por ejemplo, en la figura 13.24 para el estrato 2, $z_i = L_1/2$; para el estrato 3, $z_i = L_1 + L_2/2$; y para el estrato 4, $z_i = L_1 + L_2 + L_3/2$. Sin embargo, note que no se tendrá incremento del esfuerzo en el estrato de arcilla 1 porque está arriba del plano horizontal ($z = 0$) desde donde empieza la distribución de esfuerzos del suelo.

4. Calcule el asentamiento de cada estrato causado por el esfuerzo incrementado:

$$\Delta S_{c(i)} = \left[\frac{\Delta e_{(i)}}{1 + e_{0(i)}}\right] H_i \tag{13.73}$$

donde $\Delta S_{c(i)}$ = asentamiento por consolidación del estrato i

$\Delta e_{(i)}$ = cambio de la relación de vacíos causada por el incremento de esfuerzo en el estrato i

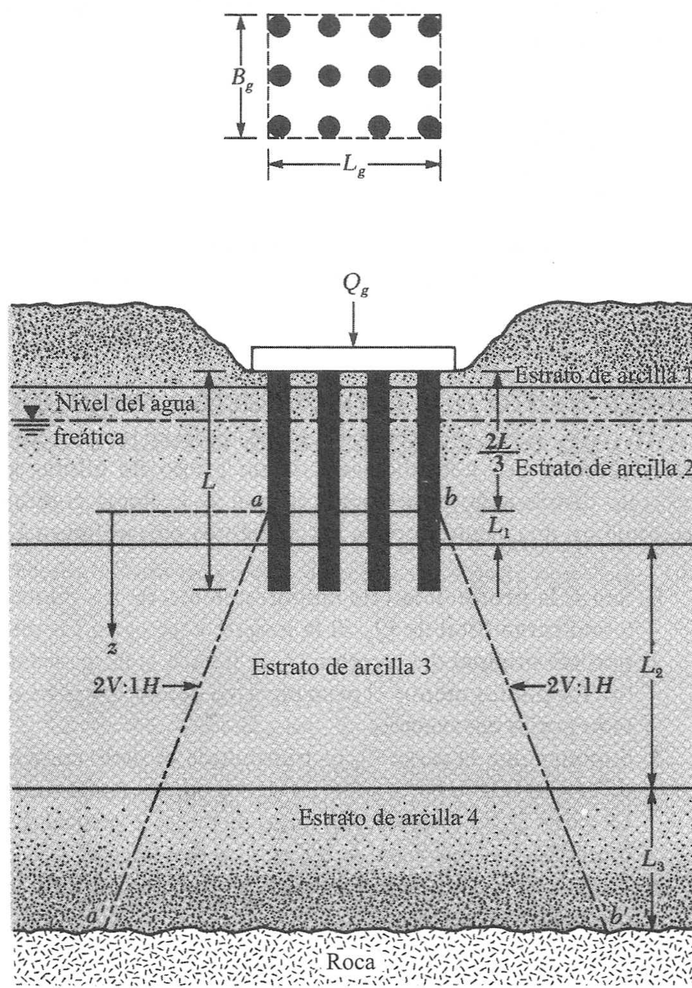


FIGURA 13.24 Asentamiento por consolidación de grupo de pilotes.

$e_{o(i)}$ = relación de vacíos inicial del estrato i (antes de la construcción)
H_i = espesor del estrato i (*Nota:* en la figura 13.24, para el estrato 2, $H_i = L_1$; para el estrato 3, $H_i = L_2$; y para el estrato 4, $H_i = L_3$.)

Las relaciones para $\Delta e_{(i)}$ están dadas en el capítulo 6.

5. Calcule el asentamiento total por consolidación del grupo de pilotes con

$$\Delta S_{c(g)} = \Sigma \Delta S_{c(i)} \tag{13.74}$$

Note que el asentamiento por consolidación de los pilotes se inicia por rellenos situados cerca, por cargas de pisos adyacentes, y por descenso del nivel freático.

EJEMPLO 13.12

En la figura 13.25 se muestra un grupo de pilotes en arcilla. Determine el asentamiento por consolidación del grupo de pilotes. Toda la arcilla está normalmente consolidada.

Solución Como la longitud de los pilotes es de 15 m cada uno, la distribución del esfuerzo comienza a una profundidad de 10 m debajo de la parte superior del pilote. Tenemos $Q_g = 2000$ kN.

Cálculo del asentamiento del estrato de arcilla 1 Para arcillas normalmente consolidadas

$$\Delta S_{c(1)} = \left[\frac{C_{c(1)}H_1}{1 + e_{0(1)}}\right] \log \left[\frac{\sigma'_{o(1)} + \Delta\sigma'_{(1)}}{\sigma'_{o(1)}}\right]$$

$$\Delta\sigma'_{(1)} = \frac{Q_g}{(L_g + z_1)(B_g + z_1)} = \frac{2000}{(3.3 + 3.5)(2.2 + 3.5)} = 51.6 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma'_{o(1)} = 2(16.2) + 12.5(18.0 - 9.81) = 134.8 \text{ kN/m}^2$$

Por tanto,

$$\Delta S_{c(1)} = \left[\frac{(0.3)(7)}{1 + 0.82}\right] \log \left[\frac{134.8 + 51.6}{134.8}\right] = 0.1624 \text{ m} = \mathbf{162.4 \text{ mm}}$$

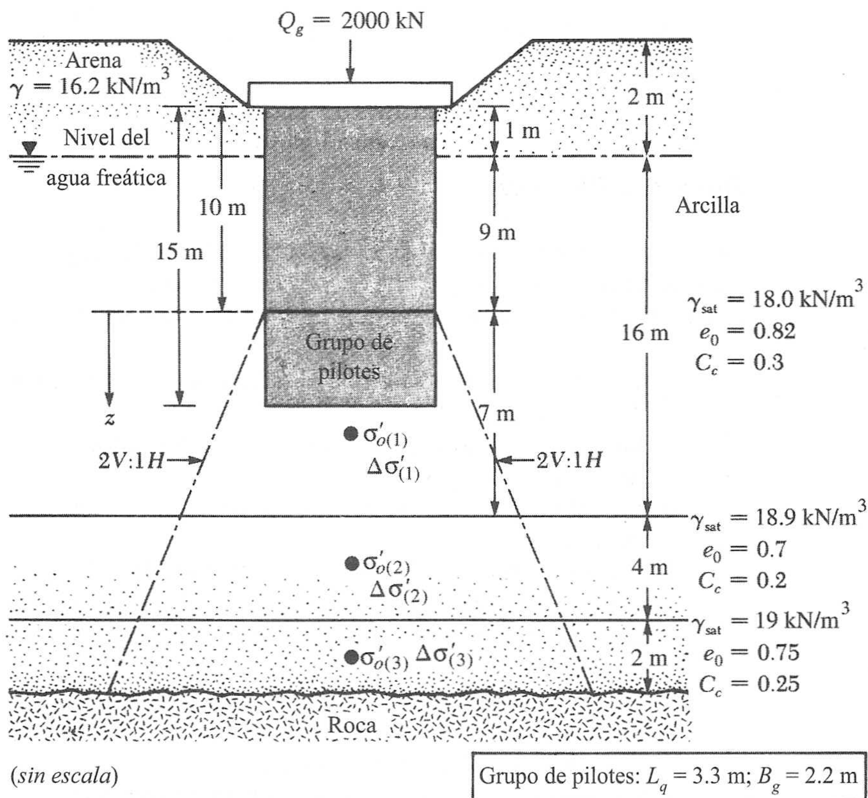


FIGURA 13.25

Asentamiento del estrato 2

$$\Delta S_{c(2)} = \left[\frac{C_{c(2)}H_2}{1 + e_{0(2)}}\right] \log \left[\frac{\sigma'_{o\,(2)} + \Delta\sigma'_{(2)}}{\sigma'_{o(2)}}\right]$$

$$\sigma'_{o(2)} = 2(16.2) + 16(18.0 - 9.81) + 2(18.9 - 9.81) = 181.62 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta\sigma'_{(2)} = \frac{2000}{(3.3 + 9)(2.2 + 9)} = 14.52 \text{ kN/m}^2$$

Por consiguiente,

$$\Delta S_{c(2)} = \left[\frac{(0.2)(4)}{1 + 0.7}\right] \log \left[\frac{181.62 + 14.52}{181.62}\right] = 0.0157 \text{ m} = \mathbf{15.7\ mm}$$

Asentamiento del estrato 3

$$\sigma'_{o(3)} = 181.62 + 2(18.9 - 9.81) + 1(19 - 9.81) = 208.99 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta\sigma'_{(3)} = \frac{2000}{(3.3 + 12)(2.2 + 12)} = 9.2 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta S_{c(3)} = \left[\frac{(0.25)(2)}{1 + 0.75}\right] \log \left[\frac{208.99 + 9.2}{208.99}\right] = 0.0054 \text{ m} = \mathbf{5.4\ mm}$$

Por consiguiente,

$$\Delta S_{c\,(g)} = 162.4 + 15.7 + 5.4 = \mathbf{183.5\ mm}$$

■

PILAS PERFORADAS

Como se mencionó en la introducción de este capítulo, las pilas perforadas son pilas coladas en el lugar y que generalmente tienen un diámetro de aproximadamente 750 mm o más. El uso de cimentaciones con pilas perforadas tiene muchas ventajas:

1. Se puede usar una sola pila perforada en vez de un grupo de pilotes y una losa de cabeza de pilotes.
2. La construcción de pilas perforadas en depósitos de arena densa y grava es más fácil que hincar pilotes.
3. Las pilas perforadas se construyen antes que las operaciones de nivelación estén completas.
4. Cuando se hincan pilotes con un martinete, las vibraciones del terreno ocasionan daños a estructuras cercanas, que el uso de pilas perforadas evita.
5. Los pilotes hincados en suelos arcillosos pueden producir bufamiento del terreno y causar que pilotes previamente hincados se muevan lateralmente. Esto no ocurre durante la construcción de pilas perforadas.
6. No hay ruido de martilleo durante la construcción de pilas perforadas, como se tiene durante el hincado de pilotes.
7. Como la base de una pila perforada puede ampliarse, esto proporciona una gran resistencia a la carga de levantamiento.

8. La superficie sobre la cual la base de la pila perforada se construye puede ser inspeccionada visualmente.
9. La construcción de pilas perforadas utiliza generalmente equipo móvil, el cual, bajo condiciones apropiadas del suelo, resulta más económico que los métodos de construir cimentaciones con pilotes hincados.
10. Las pilas perforadas tienen alta resistencia a las cargas laterales.

Hay también varias desventajas en el uso de la construcción de pilas perforadas. La operación del colado del concreto puede ser demorada por mal tiempo y siempre requiere de una estrecha supervisión. También, como en el caso de los cortes apuntalados, las excavaciones profundas para pilas perforadas causa pérdida considerable de terreno y daños a estructuras cercanas.

13.16 *Tipos de pilas perforadas*

Las pilas perforadas se clasifican de acuerdo con la manera en que se diseñan para transferir la carga estructural al suelo subyacente. La figura 13.26a muestra una pila perforada que tiene un *eje recto*. Él se extiende a través del estrato superior de suelo pobre, y su punta descansa sobre un estrato de suelo de fuerte capacidad de carga o de roca. La pila se adema con tubo de acero cuando se requiere (como en el caso de pilotes ademados de concreto colados en el lugar). Para tales pilas, la resistencia a la carga aplicada se desarrolla en la punta y también de la fricción lateral en el perímetro del fuste e interfaz del suelo.

Un *pila perforada con campana* (figuras 13.26b y c) consiste en una pila recta con una campana en el fondo que descansa sobre suelo de buena capacidad de carga. La campana se construye en forma de un domo (figura 13.26b) o con lados inclinados (figura

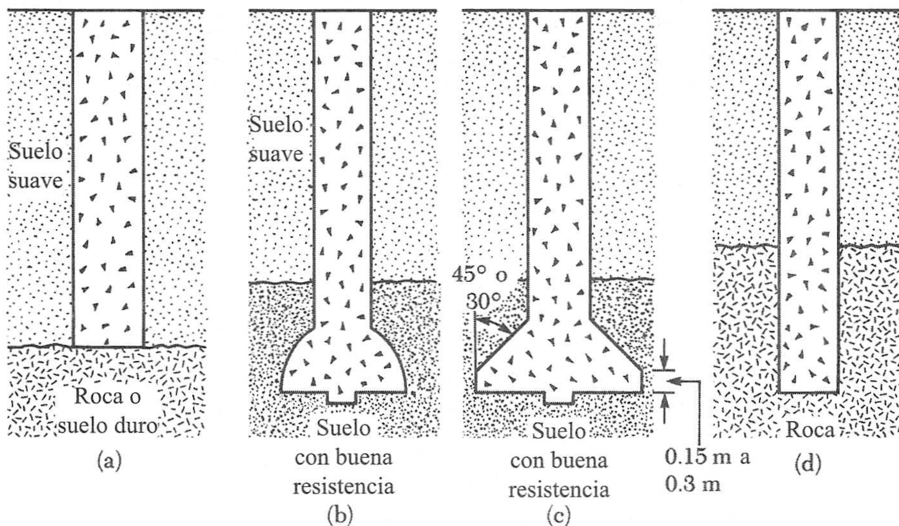


FIGURA 13.26 Tipos de pilas perforadas: (a) pila recta; (b) y (c) pila con campana; (d) pilas rectas empotradas en roca.

13.26c). Para campanas con lados inclinados, los trépanos comercialmente disponibles forman ángulos de 30° a 45° con la vertical. Para la mayoría de las pilas construidas en Estados Unidos, la capacidad de carga completa es asignada únicamente a la punta de la pila. Sin embargo, bajo ciertas circunstancias, la capacidad de carga de punta más la fricción lateral siempre se toman en cuenta. En Europa, tanto la resistencia friccional como la de punta se toman siempre en cuenta.

Las pilas rectas también se extienden a un estrato de roca subyacente (figura 13.26d). Al calcular la capacidad de carga de tales pilas perforadas, los ingenieros toman en cuenta la carga de punta y el esfuerzo cortante desarrollado a lo largo del perímetro del fuste y la interfaz de la roca.

13.17 Procedimientos de construcción

La mayoría de la excavaciones para pilas se hacen ahora mecánicamente. Las barrenas de hélice abierta son herramientas comunes de excavación, y tienen bordes o dientes cortantes. Aquellas con bordes cortantes se usan principalmente para perforaciones en suelo blando, homogéneo; aquellas con dientes cortantes se usan para taladrar en suelo duro. La barrena está unida a una barra cuadrada llamada *Kelly* que es empujada en el suelo y girada. Cuando las hélices se llenan con suelo, la barrena se eleva por encima de la superficie del terreno y el suelo se deposita en un montón al girar la barrena a gran velocidad. Esas barrenas están disponibles comercialmente en varios diámetros; a veces son tan grandes como 3 m o mayores.

Cuando la excavación se extiende al nivel del estrato que toma la carga, la barrena se reemplaza por trépanos ensanchadores para conformar la campana en caso de que se requiera. Un trépano ensanchador consiste esencialmente en un cilindro con dos hojas cortadoras articuladas a la parte superior del cilindro (figura 13.27). Cuando el trépano es bajado al agujero, las hojas cortadoras permanecen plegadas al lado del cilindro. Cuando el fondo del agujero se alcanza, las hojas se abren y el trépano es girado. El suelo suelto cae dentro del cilindro, que se eleva periódicamente y se vacía hasta que se termina la campana. La mayoría de los trépanos ensanchadores pueden cortar campanas con diámetros tan grandes como tres veces el diámetro de la pila.

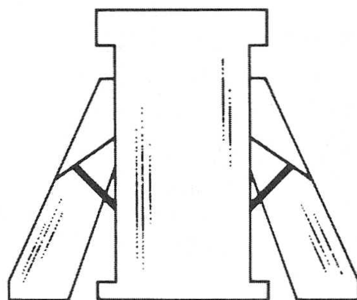


FIGURA 13.27 Trépano ensanchador.

Otro dispositivo común para el barrenado de pilas es la *cubeta tipo taladro.* Se trata esencialmente de una cubeta con una abertura y bordes cortadores al fondo. La cubeta está unida al Kelly y se hace girar. El suelo suelto se recoge en la cubeta, que es periódicamente levantada y vaciada. Agujeros tan grandes como 5 a 6 m de diámetro se pueden taladrar con este tipo de equipo.

Cuando se encuentra roca durante el taladrado, se usan *barriles de núcleos* con *dientes de carburo de tungsteno* unidos al fondo de los barriles. Los barriles de perdigones se usan también para la perforación en roca muy dura. El principio de la extracción de núcleos de roca por medio de un barril de perdigones se muestra en la figura 13.28. La flecha del taladro está unida a la placa del barril, el cual tiene algunas ranuras de alimentación a través de las que se suministran perdigones de acero al fondo del agujero. Los perdigones cortan la roca cuando el barril es girado. Se suministra agua al agujero a través de la flecha del taladro. La roca fina y las partículas de acero (producidas por el desgaste de los perdigones) son lavados hacia arriba y se asientan en la porción superior del barril.

La *máquina Benoto* es otro tipo de equipo de perforación que se usa generalmente cuando las condiciones de taladrado son difíciles y el suelo contiene muchos boleos. Esencialmente consiste en un tubo de acero que se oscila y empuja dentro del suelo. Una herramienta usualmente llamada *cuchara perforadora,* ajustada con hojas y mandíbulas cortantes se usa para romper y remover el suelo y la roca dentro del tubo.

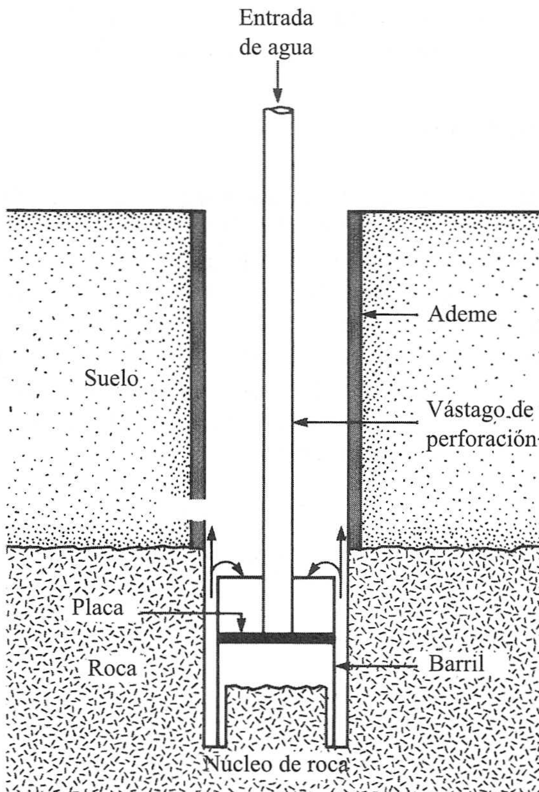


FIGURA 13.28 Diagrama esquemático de barril de perdigones.

Uso de ademes y de lodos de perforación

Cuando los agujeros para pilas perforadas se hacen en arcillas blandas, el suelo tiende a comprimirse y cerrar el agujero. En tales situaciones, tienen que usarse ademes para mantener abierto el agujero y puede que tengan que ser hincados antes de que empiece la excavación. Los agujeros hechos en suelos arenosos y con grava también tienden a desplomarse. La excavación de agujeros para pilas perforadas en esos suelos se continúa con la instalación de ademes conforme avanza la perforación del agujero o usando *lodos de perforación.*

Inspección del fondo del agujero

En muchos casos, el fondo del agujero debe inspeccionarse para garantizar que el estrato de carga es lo que se esperaba y que la campana está correctamente hecha. Por esas razones, el inspector debe descender al fondo del agujero. Varias precauciones deben observarse durante esta inspección:

1. Si no se tiene ya un ademe en el agujero, el inspector debe ser bajado por medio de una grúa para prevenir que el agujero y la campana se colapsen.
2. Debe revisarse que el agujero no contenga gases tóxicos o explosivos. La revisión se hace usando una lámpara de seguridad de minero.
3. El inspector debe portar un equipo de seguridad.
4. El inspector debe también llevar una lámpara de seguridad y un tanque de aire.

Otras consideraciones

Para el diseño de pilas perforadas ordinarias sin funda, una cantidad mínima de refuerzo de acero vertical es siempre deseable. El refuerzo mínimo es el 1% del área transversal total del eje. En California se usa una parrilla de refuerzo con una longitud de aproximadamente 4 m en la parte superior de la pila perforada, y no se proporciona refuerzo en el fondo. Este procedimiento ayuda en el proceso de construcción porque la parrilla se coloca después de que la mayor parte de la colocación del concreto se ha terminado.

Para pilas perforadas con refuerzo nominal, la mayoría de los códigos de construcción sugieren usar una resistencia de diseño del concreto, f_c, del orden de $f'_c/4$. El diámetro mínimo del fuste de la pila es entonces

$$f_c = 0.25 f'_c = \frac{Q_w}{A_{gs}} = \frac{Q_w}{\frac{\pi}{4} D_s^2}$$

o

$$D_s = \sqrt{\frac{Q_w}{\left(\frac{\pi}{4}\right)(0.25) f'_c}} = 2.257 \sqrt{\frac{Q_w}{f'_c}}$$

donde D_s = diámetro del fuste
f'_c = resistencia del concreto a los 28 días
Q_w = carga de trabajo
A_{gs} = área total del área de la sección transversal de la pila

13.18 Estimación de la capacidad de carga

La carga última de una pila perforada (figura 13.29) es

$$Q_u = Q_p + Q_s \tag{13.75}$$

donde Q_u = carga última
Q_p = capacidad de carga última en la base
Q_s = resistencia (superficial) por fricción

La ecuación para la carga última en la base es similar a la de las cimentaciones superficiales:

$$Q_p = A_p(cN_c^* + q'N_q^* + 0.3\gamma D_b N_\gamma^*) \tag{13.76}$$

donde N_c^*, N_q^*, N_γ^* = factores de capacidad de carga
q' = esfuerzo vertical efectivo al nivel del fondo de la pila perforada

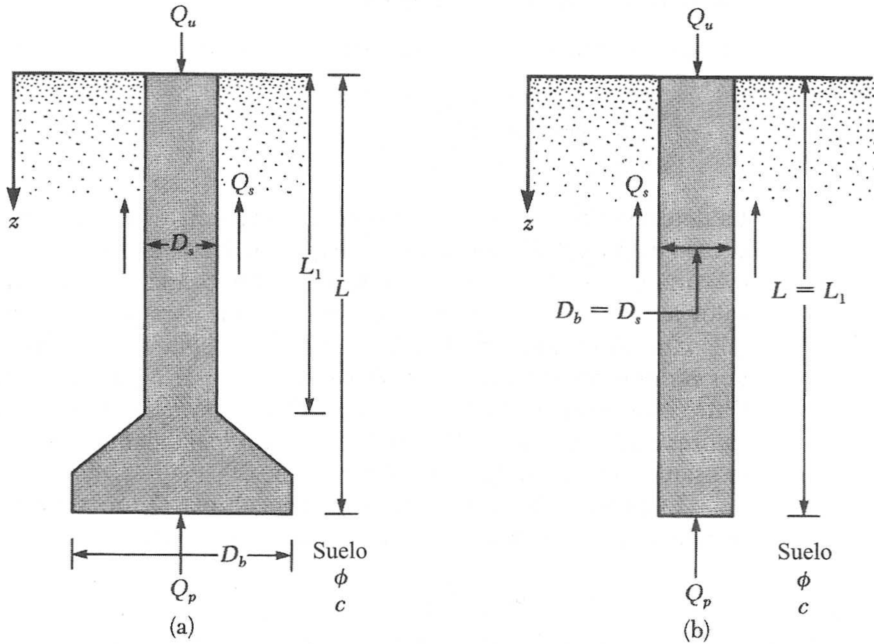


FIGURA 13.29 Capacidad de carga última de pilas perforadas: (a) con campana; (b) pila recta.

D_b = diámetro de la base (véanse las figuras 13.29a y b)
A_p = área de la base = $\pi/4D_b^2$

En la mayoría de los casos, el último término (que contiene a N^*_γ) es despreciado excepto en las pilas relativamente cortas; entonces

$$Q_p = A_p(cN_c^* + q'N_q^*) \tag{13.77}$$

La capacidad neta de carta en la base (esto es, la carga total menos el peso de la pila perforada) es aproximada por

$$Q_{p(\text{neta})} = A_p(cN_c^* + q'N_q^* - q') = A_p[cN_c^* + q'(N_q^* - 1)] \tag{13.78}$$

La expresión para la resistencia por fricción, o superficial, Q_s, es similar a la de los pilotes:

$$Q_s = \int_0^{L_1} pf\,dz \tag{13.79}$$

donde p = perímetro de la pila = πD_s
f = resistencia unitaria por fricción (o superficial)

Pilas perforadas en arena

Para pilas en arena, $c = 0$, por lo que la ecuación (13.78) se simplifica a

$$Q_{p(\text{neta})} = A_p q'(N_q^* - 1) \tag{13.80}$$

La determinación de N_q^* es siempre un problema en cimentaciones profundas, como en el caso de pilotes. Sin embargo, note que todas las pilas son *perforadas*, a diferencia de la mayoría de las pilotes, que son *hincados*. Para condiciones iniciales del suelo similares, el valor real de N_q^* es considerablemente menor para pilas perforadas y colocadas *in situ* que para pilotes que son hincados. Vesic (1967) comparó los resultados teóricos obtenidos por varios investigadores relativos a la variación de N_q^* con el ángulo de fricción del suelo. Entre esos investigadores se cuentan DeBeer, Meyerhof, Hansen, Vesic y Terzaghi. Los valores de N_q^* dados por Vesic (1963) son aproximadamente el límite inferior y por tanto se usan en este texto (véase la figura 13.30).

La resistencia por fricción bajo carga última, Q_s, desarrollada en una pila perforada se calcula con la relación dada en la ecuación (13.79), en donde

p = perímetro de la pila = πD_s

$$f = \text{resistencia unitaria por fricción (o superficial)} = K\sigma'_o \tan\delta \tag{13.81}$$

donde K = coeficiente de presión de tierra $\approx K_o = 1 - \text{sen}\,\phi$
σ'_o = esfuerzo vertical efectivo a cualquier profundidad z

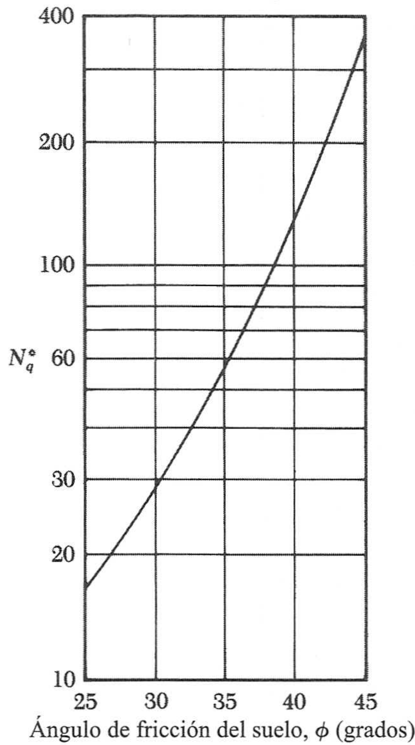


FIGURA 13.30 Factor de capacidad de carga de Vesic, N_q^*, para cimentaciones profundas.

Entonces,

$$Q_s = \int_0^{L_1} pf\,dz = \pi D_s(1 = \operatorname{sen}\phi)\int_0^{L_1} \sigma'_o \tan\,\delta\,dz \tag{13.82}$$

El valor de σ'_o aumentará hasta una profundidad de aproximadamente $15D_s$ y permanecerá constante después, como muestra la figura 13.11.

Un factor de seguridad apropiado debe aplicarse a la carga última para obtener la carga neta admisible, o

$$Q_{u(\text{neta})} = \frac{Q_{p(\text{neta})} + Q_s}{FS} \tag{13.83}$$

Debe hacerse una estimación confiable del ángulo de fricción del suelo, ϕ, para obtener la resistencia neta de la base, $Q_{p(\text{neta})}$. La figura 13.31 muestra una correlación conservadora entre el ángulo de fricción del suelo y los correspondientes números de resistencia a la penetración estándar corregidos en suelos granulares. Sin embargo, esos ángulos de fricción son válidos únicamente para bajas presiones de confinamiento. A mayores presiones

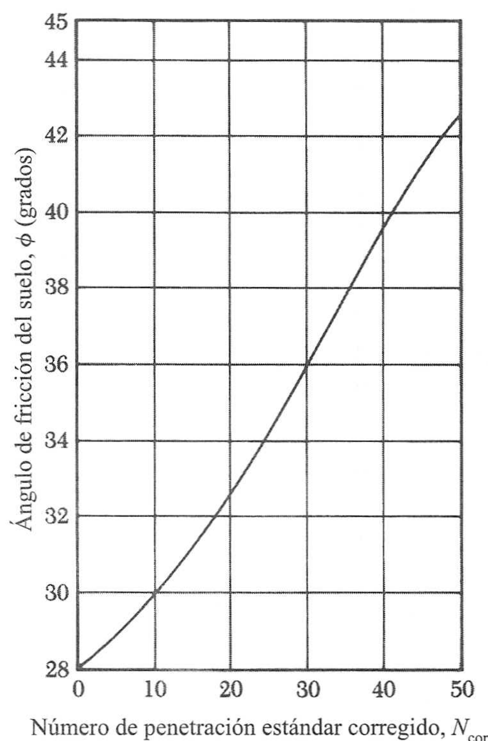


FIGURA 13.31 Correlación del número de penetración estándar corregido, con el ángulo de fricción del suelo.

de confinamiento, que ocurren en el caso de cimentaciones profundas, ϕ puede decrecer considerablemente para arenas medias a densas. Este decrecimiento afecta el valor de N^*_q por usarse para estimar Q_p. Por ejemplo, Vesic (1977) mostró que, para la arena del río Chattahoochee para una compacidad relativa de aproximadamente 80%, el ángulo triaxial de fricción es aproximadamente 45° a una presión de confinamiento de 70 kN/m^2. Sin embargo, a una presión de confinamiento de 10.5 MN/m^2, el ángulo de fricción es de aproximadamente 32.5°, que resultará en un decremento de diez veces en el valor de N^*_q. Así entonces, para condiciones generales de trabajo de pilas perforadas, el ángulo de fricción estimado, determinado con la figura 13.31, debe reducirse de 10 a 15%. En general, los valores experimentales existentes muestran el rango de N^*_q para las pilas perforadas estándar dados en la tabla 13.11.

Pilas perforadas en arcilla

De la ecuación (13.78), para arcillas saturadas con $\phi = 0$, $N^*_q = 1$; por consiguiente, la resistencia neta en la base es

$$Q_{u(\text{neta})} = A_p c_u N^*_c \qquad (13.84)$$

Tabla 13.11 Rango de N_q^* para pilas perforadas estándar.

Tipo de arena	Compacidad relativa de la arena	Rango de N_q^*
Suelta	40 o menos	10–20
Media	40–60	25–40
Densa	60–80	30–50
Muy densa	> 80	75–90

donde c_u = cohesión no drenada. El factor de capacidad de carga, N^*_c, se toma usualmente igual a 9. La figura 13.22 indica que, cuando la razón L/D_b *(nota:* L_g y B_g en la figura 13.22 son iguales a D_b) es 4 o mayor, $N^*_c = 9$, que es la condición para la mayoría de las pilas perforadas. Los experimentos por Whitaker y Cooke (1966) mostraron que, para pilas con campana, el valor pleno de $N^*_c = 9$ se alcanza con un movimiento de la base de aproximadamente 10 a 15% de D_b. Similarmente, para aquellos con fustes rectos ($D_b = D_s$), el valor pleno de $N^*_c = 9$ se obtiene con un movimiento de la base de aproximadamente 20% de D_b.

La expresión para la resistencia superficial de las pilas perforadas en arcilla es similar a la ecuación (13.24), o

$$Q_s = \sum_{L=0}^{L=L_1} \alpha^* c_u p \Delta L \tag{13.85}$$

donde p = perímetro de la sección transversal de la pila. El valor de α^* que se usa en la ecuación (13.85) no ha sido totalmente establecido. Sin embargo, los resultados disponibles de pruebas de campo indican que α^* puede variar entre 1.0 y 0.3.

Kulhawy y Jackson (1989) reportaron los resultados de pruebas de campo de 106 pilas perforadas sin campana: 65 en levantamiento y 41 en compresión. La mejor correlación para la magnitud de α^* obtenida de esos resultados es

$$\alpha^* = 0.21 + 0.25\left(\frac{p_a}{c_u}\right) \leq 1 \tag{13.86}$$

donde p_a = presión atmosférica = 101.3 kN/m^2 y c_u está en kN/m^2. Entonces conservadoramente, suponemos que

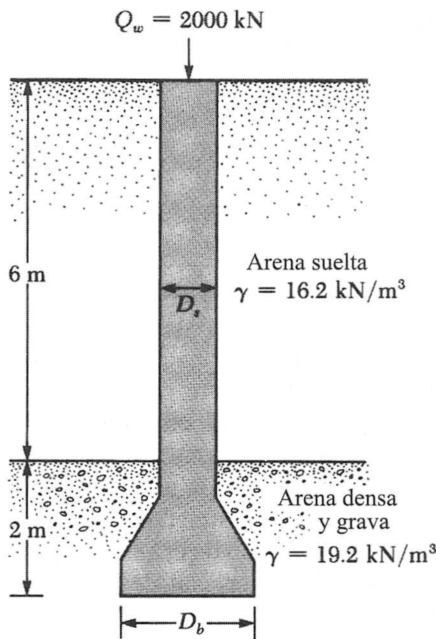
$$\alpha^* = 0.4 \tag{13.87}$$

EJEMPLO 13.13

Un perfil de suelo se muestra en la figura 13.32. Una pila perforada de carga de punta con campana se va a colocar en un estrato de arena densa y grava. La carga de trabajo, Q_w, es de 2000 kN.

a. Determine el diámetro de la pila para f'_c = 21,000 kN/m^2.

b. Use la ecuación (13.80) y un factor de seguridad de 4 para determinar el diámetro de la campana, D_b. Ignore la resistencia por fricción de la pila.



Número de penetración estándar promedio corregido = 40 = N_{cor}

FIGURA 13.32

Solución

a. De la sección 13.17, sabemos

$$D_s = 2.257\sqrt{\frac{Q_w}{f_c'}}$$

Para $Q_w = 2000$ kN y $f_c' = 21{,}000$ kN/m²,

$$D_s = 2.257\sqrt{\frac{2000}{21{,}000}} = 0.697 \text{ m}$$

El diámetro de la pila es $D_s = \mathbf{1\ m}$.

b. Usamos la ecuación (13.80):

$$Q_{p(\text{neta})} = A_p q'(N_q^* - 1)$$

Para $N_{cor} = 40$, la figura 13.31 indica que $\phi \approx 39.5°$. Para ser conservador, usamos una reducción de aproximadamente 10%, o $\phi = 35.6°$. De la figura 13.30, $N_q^* \approx$ 60. Entonces,

$$q' = 6(16.2) + 2(19.2) = 135.6 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{p(\text{neta})} = (Q_w)(FS) = (2000)(4) = 8000 \text{ kN}$$

$$8000 = (A_p)(135.6)(60 - 1)$$

$$A_p = 1.0 \text{ m}^2$$

$$D_b = \sqrt{\frac{1.0}{\pi/4}} = \mathbf{1.13 \ m}$$

■

EJEMPLO 13.14

Una pila perforada se muestra en la figura 13.33. Suponga que $Q_w = 2800$ kN.

a. Para $f'_c = 28{,}000$ kN/m², determine si el diámetro propuesto de la pila es adecuado.
b. Determine la capacidad de carga última neta de punta.
c. Determine la resistencia última superficial.
d. Calcule el factor de seguridad con respecto a la carga de trabajo, Q_w.

Solución

a. De la sección 13.18, sabemos que

$$D_s = 2.257\sqrt{\frac{Q_w}{f'_c}} = 2.257\sqrt{\frac{2800}{28{,}000}} = 0.714 \text{ m}$$

El diámetro de la pila propuesto $D_s = \mathbf{1 \ m} > 0.714$ m–OK

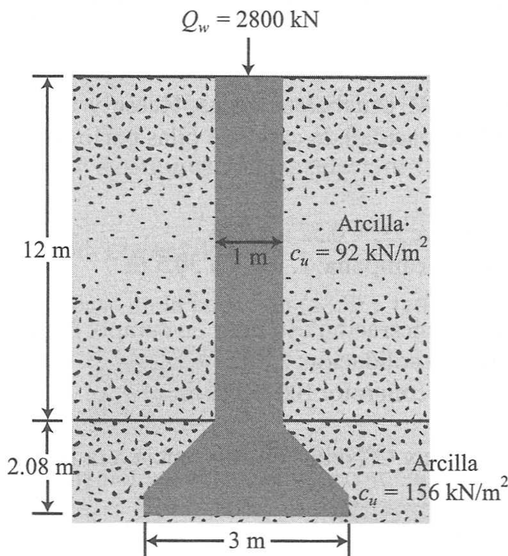


FIGURA 13.33

b. Encontramos

$$Q_{p\,(\text{neta})} = c_u N_c^* A_p = (156)(9) \left[\left(\frac{\pi}{4}\right)(3)^2\right] = \mathbf{9924.4\ kN}$$

c. De acuerdo con la ecuación (13.85),

$$Q_s = \pi D_s L_1 c_u \alpha^*$$

Suponiendo que $\alpha^* = 0.4$, [ecuación (13.87)] da

$$Q_s = (\pi)(1)(12)(92)(0.4) = \mathbf{1387.3\ kN}$$

d. El factor de seguridad es

$$\frac{Q_u}{Q_w} = \frac{9924.4 + 1387.3}{2800} = \mathbf{4.04}$$

■

13.19 Asentamiento de pilas perforadas bajo carga de trabajo

El asentamiento de las pilas perforadas bajo carga de trabajo se calcula de manera similar a la descrita en la sección 13.8. En muchos casos, la carga tomada por la resistencia del fuste del pilote es pequeña comparada con la carga tomada en la base. En tales casos, la contribución de $S_{e(3)}$ se desprecia. Note que, en las ecuaciones (13.37) y (13.38), el término D debe reemplazarse por D_b en pilas.

13.20 Método de Reese y O'Neill para calcular capacidades de carga

Con base en los datos de 41 pruebas de carga, Reese y O'Neill (1989) propusieron un método para calcular la capacidad de carga de pilas perforadas. El método es aplicable a los siguientes rangos:

1. Diámetro de la pila: $D_s = 0.52$ a 1.2 m
2. Profundidad de la campana: $L = 4.7$ a 30.5 m
3. $c_u = 29$ a 287 kN/m^2
4. Resistencia a la penetración estándar en campo: $N_F = 5$ a 60
5. Razón de sobreconsolidación: 2 a 15
6. Revenimiento del concreto: 100 a 225 mm

El procedimiento de Reese y O'Neill, con referencia a la figura 13.34, da

$$Q_u = \sum_{i=1}^{N} f_i p\, \Delta L_i + q_p A_p \tag{13.88}$$

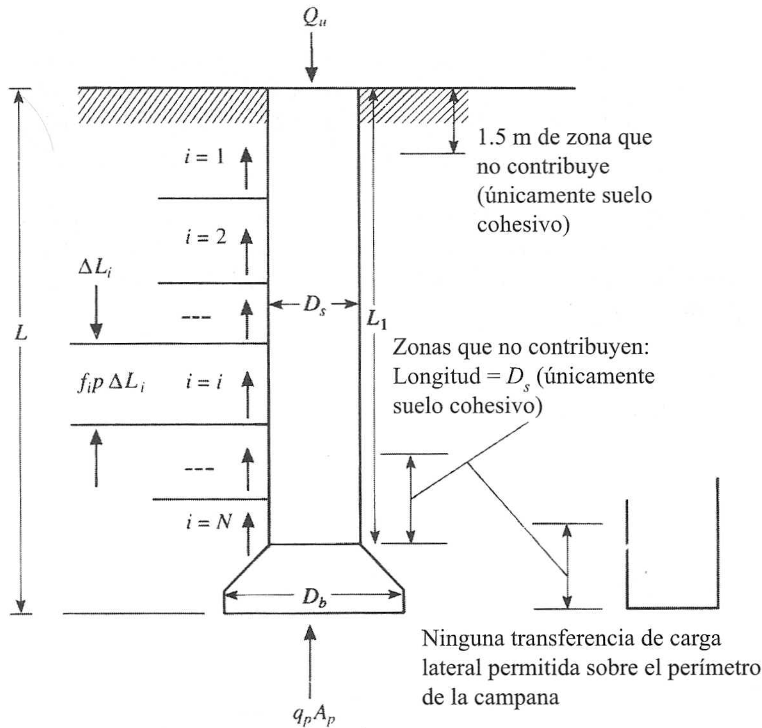


FIGURA 13.34 Desarrollo de la ecuación (13.88).

donde f_i = resistencia cortante unitaria última en el estrato i
p = perímetro de la pila = πD_S
q_p = resistencia unitaria de punta
A_p = área de la base = $(\pi/4)D_b^2$

Se dan a continuación las relaciones para determinar Q_u en suelos cohesivos y granulares.

Suelo cohesivo

Con base en la ecuación (13.88), tenemos

$$f_i = \alpha_i^* \, c_{u(i)} \tag{13.89}$$

Los siguientes valores son recomendados para α_i^*:

α_i^* = 0 para la 1.5 m parte superior y fondo de 1 diámetro, D_s, de la pila perforada. (*Nota:* si $D_b > D_s$, entonces α_i^* = 0 para 1 diámetro arriba de la parte superior de la campana y para el área periférica de la campana misma.)

α_i^* = 0.55 en cualquier otra parte

y

$$q_p\,(\mathrm{kN/m^2}) = 6c_{ub}\left(1 + 0.2\frac{L}{D_b}\right) \leq 9c_{ub} \leq 3.83\ \mathrm{MN/m^2} \tag{13.90}$$

donde c_{ub} = cohesión no drenada promedio dentro de $2D_b$ debajo de la base (kN/m²).

Si D_b es grande, ocurrirá un asentamiento excesivo bajo la carga última por área unitaria, c, como es dada por la ecuación (13.90). Entonces, para $D_b > 1.9$ m, q_p se reemplaza por q_{pr}, o

$$q_{pr} = F_r q_p \tag{13.91}$$

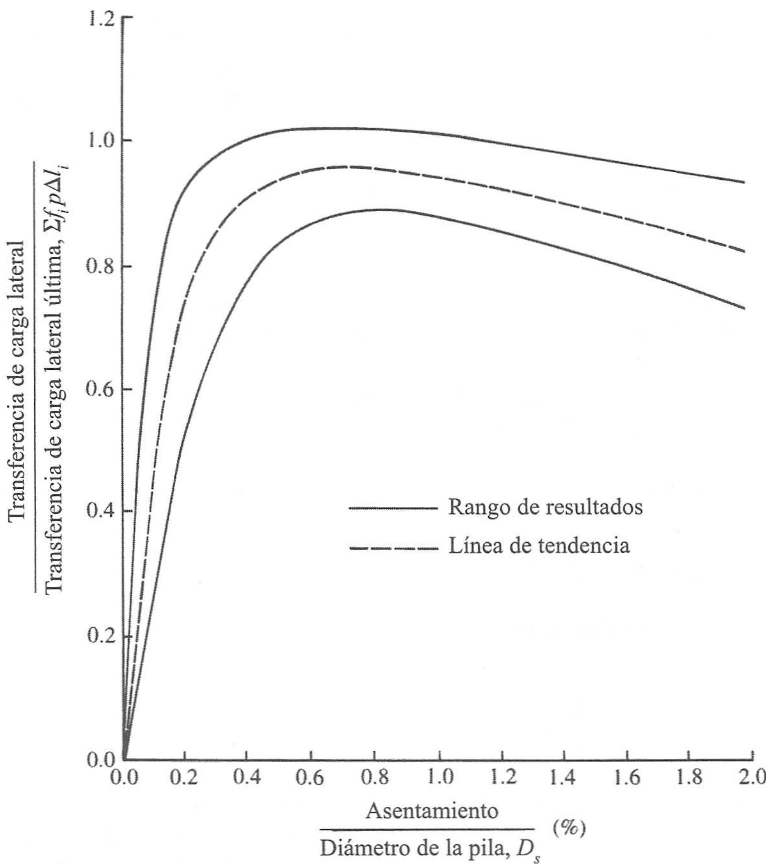


FIGURA 13.35 Transferencia de carga lateral *versus* asentamiento para suelo cohesivo (según Reese y O'Neill, 1989).

donde $F_i = \dfrac{2.5}{0.0254\,\psi_1 D_b\,(\text{m}) + \psi_2} \leq 1$ (13.92)

$$\psi_1 = 0.0071 + 0.0021\left(\frac{L}{D_b}\right) \leq 0.015 \tag{13.93}$$

$$\psi_2 = 7.787\,(\underset{\substack{\uparrow\\ \text{kN/m}^2}}{c_{ub}})^{0.5} \qquad (0.5 \leq \psi_2 \leq 1.5) \tag{13.94}$$

Las figuras 13.35 y 13.36 se usan para evaluar los asentamientos de corto plazo. (Note que la capacidad de carga última en la figura 13.36 es q_p, no q_{pr}.) Para hacerlo así, siga el siguiente procedimiento:

1. Seleccione un valor, S_e, de asentamiento.

2. Calcule $\sum_{i=1}^{N} f_i p\,\Delta L_i$ y $q_p A_p$, como se da en la ecuación (13.88).

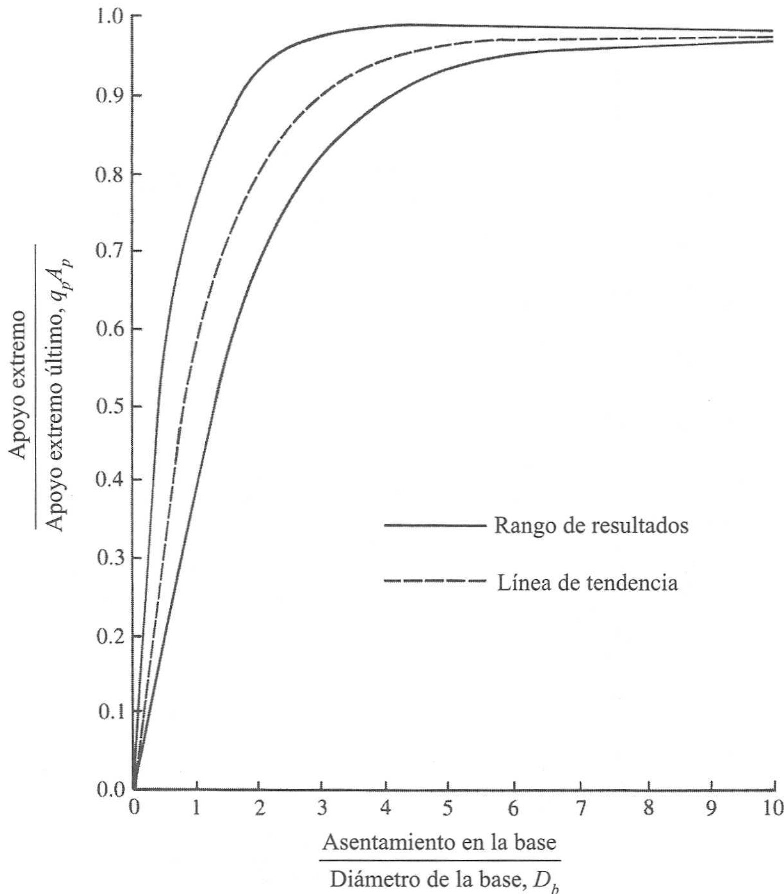


FIGURA 13.36 Transferencia de carga en la base normalizada *versus* asentamiento para suelo cohesivo (según Reese y O'Neill, 1989).

3. Usando las figuras 13.35 y 13.36 así como los valores calculados en el paso 2, determine la *carga lateral* y la *carga de punta.*
4. La suma de la carga lateral y la carga de punta es la carga aplicada total.

Suelo sin cohesión

Con base en la ecuación (13.88), tenemos

$$f_i = \beta \sigma'_{ozi} \tag{13.95}$$

donde σ'_{ozi} = esfuerzo vertical efectivo a la mitad del estrato i

$$\beta = 1.5 - 0.244 z_i^{0.5} \quad (0.25 \leq \beta \leq 1.2) \tag{13.96}$$

z_i = profundidad a la mitad del estrato i (m)

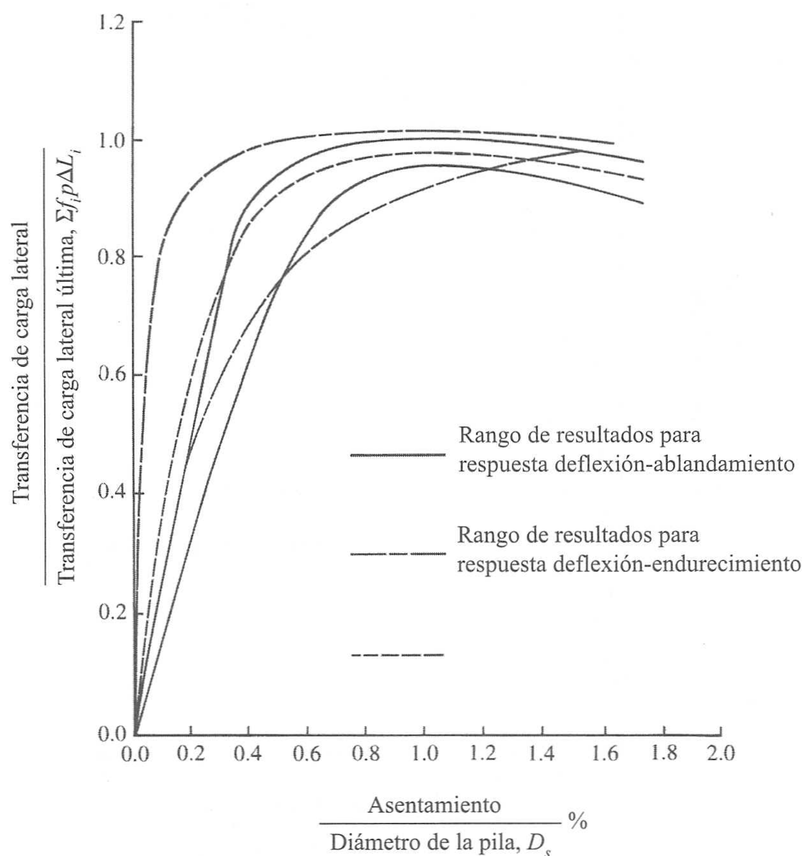


FIGURA 13.37 Transferencia de carga lateral normalizada *versus* asentamiento para suelo sin cohesión (según Reese y O'Neill, 1989).

La capacidad de carga de punta es

$$q_p\ (\text{kN/m}^2) = 57.5\ N_F \leq 4.3\ \text{MN/m}^2 \tag{13.97}$$

donde N_F = número de penetración estándar medio *sin corregir* dentro de una distancia de $2D_b$ debajo de la base de la pila perforada.

Como en la ecuación (13.91), para controlar un asentamiento excesivo, la magnitud de q_p se modifica como sigue:

$$q_{pr} = \frac{1.27}{D_b\ (\text{m})} q_p \qquad (\text{para } D_b \geq 1.27\ \text{m}) \tag{13.98}$$

Las figuras 13.37 y 13.38 se usan para calcular los asentamientos de corto plazo y son similares a las figuras 13.35 y 13.36 para arcilla.

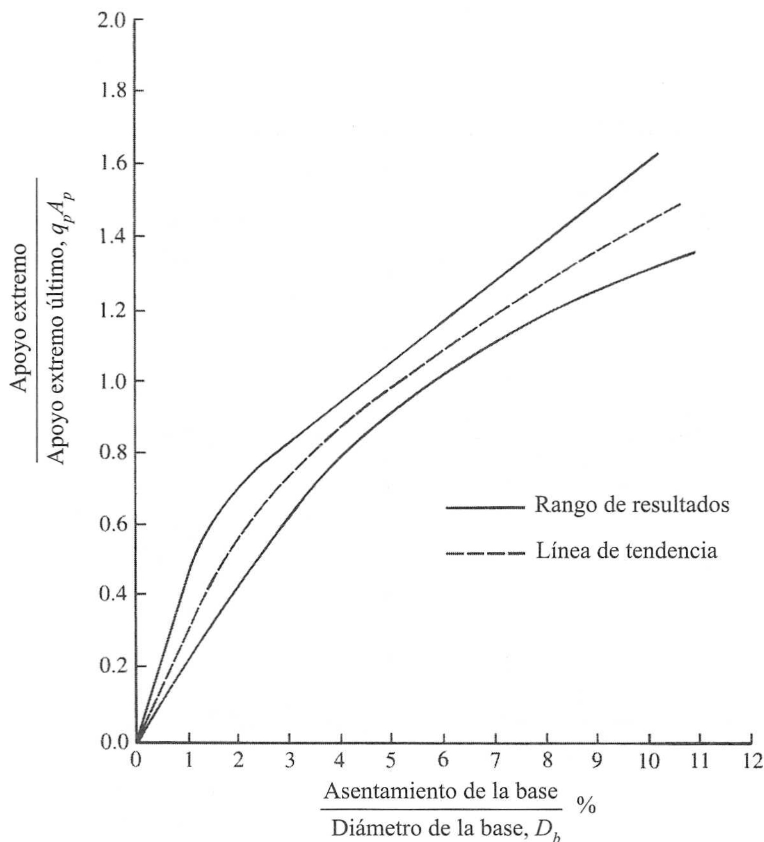


FIGURA 13.38 Transferencia de carga natural normalizada *versus* asentamiento para suelo sin cohesión (según Reese y O'Neill, 1989).

EJEMPLO 13.15 Una pila perforada en un suelo cohesivo se muestra en la figura 13.39. Use el procedimiento esbozado en esta sección para determinar los siguientes valores:

a. La capacidad de carga última
b. La capacidad de carga para un asentamiento admisible de 12.7 mm

Solución

Parte a De la ecuación (13.89), tenemos

$$f_i = \alpha_i^* \, c_{u(i)}$$

De la figura 13.39,

$$\Delta L_1 = 3.66 - 1.5 = 2.16 \text{ m}$$

$$\Delta L_2 = (6.1 - 3.66) - D_s = 2.44 - 0.76 = 1.68 \text{ m}$$

$$c_{u(1)} = 38 \text{ kN/m}^2$$

$$c_{u(2)} = 57.5 \text{ kN/m}^2$$

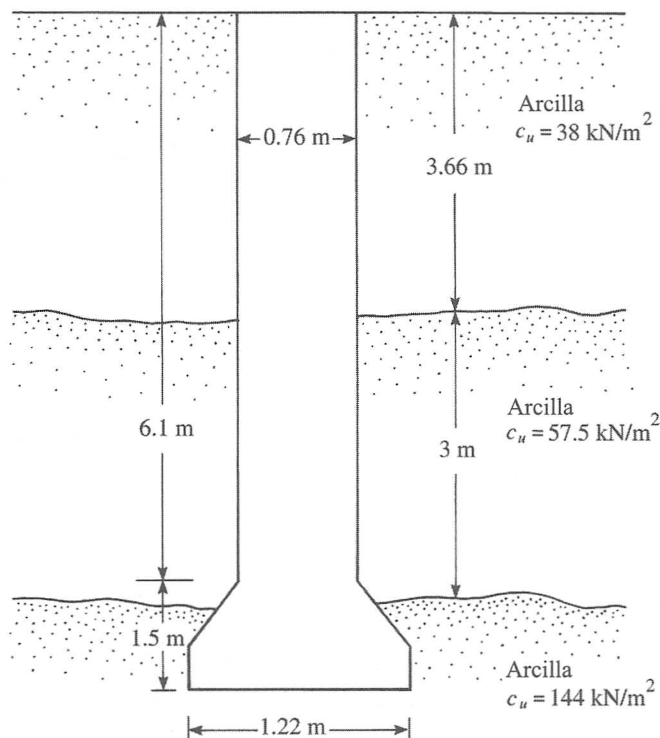


FIGURA 13.39

Por consiguiente,

$$\Sigma f_i p\,\Delta L_i = \Sigma \alpha_i^* c_{u(i)} p\,\Delta L_i$$
$$= (0.55)(38)(\pi \times 0.76)(2.16) + (0.55)(57.5)(\pi \times 0.76)(1.68)$$
$$= 234.6\ \text{kN}$$

De la ecuación (13.90), tenemos

$$q_p = 6c_{ub}\left(1 + 0.2\frac{L}{D_b}\right) = (6)(144)\left[1 + 0.2\left(\frac{6.1 + 1.5}{1.22}\right)\right] = 1940\ \text{kN/m}^2$$

Revisión:

$$q_p = 9c_{ub} = (9)(144) = 1296\ \text{kN/m}^2 < 1940\ \text{kN/m}^2$$

Usamos entonces $q_p = 1296\ \text{kN/m}^2$:

$$q_p A_p = q_p\left(\frac{\pi}{4}D_b^2\right) = (1296)\left[\left(\frac{\pi}{4}\right)(1.22)^2\right] \approx 1515\ \text{kN}$$

Por consiguiente,

$$Q_u = \Sigma\,\alpha_i^* c_{u(i)} p\,\Delta L_i + q_p A_p = 234.6 + 1515 = \mathbf{1749.6\ kN}$$

Parte b Tenemos

$$\frac{\text{asentamiento admisible}}{D_s} = \frac{12.7}{(0.76)(1000)} = 0.0167 = 1.67\%$$

La línea de tendencia mostrada en la figura 13.35 indica que, para un asentamiento normalizado de 1.67%, la carga del lado normalizado es aproximadamente 0.89. El lado de carga es entonces

$$(0.89)(\Sigma f_i p\,\Delta L_i) = (0.89)(234.6) = 208.8\ \text{kN}$$

De nuevo,

$$\frac{\text{asentamiento admisible}}{D_b} = \frac{12.7}{(1.22)(1000)} = 0.0104 = 1.04\%$$

La línea de tendencia mostrada en la figura 13.36 indica que, para un asentamiento normalizado de 1.04%, el apoyo de extremo normalizado es aproximadamente 0.57. Por tanto, la carga en la base es

$$(0.57)(q_p A_p) = (0.57)(1515) = 863.6\ \text{kN}$$

La carga total es entonces

$$Q = 208.8 + 863.6 = \mathbf{1072.4\ kN}$$ ■

EJEMPLO 13.16

Una pila perforada se muestra en la figura 13.40. El número de penetración estándar promedio no corregido dentro de una distancia de $2D_b$ debajo de la base del eje es aproximadamente 35.

a. Determine la capacidad de carga última.
b. ¿Cuál es la capacidad de carga para un asentamiento de 12.7 mm?

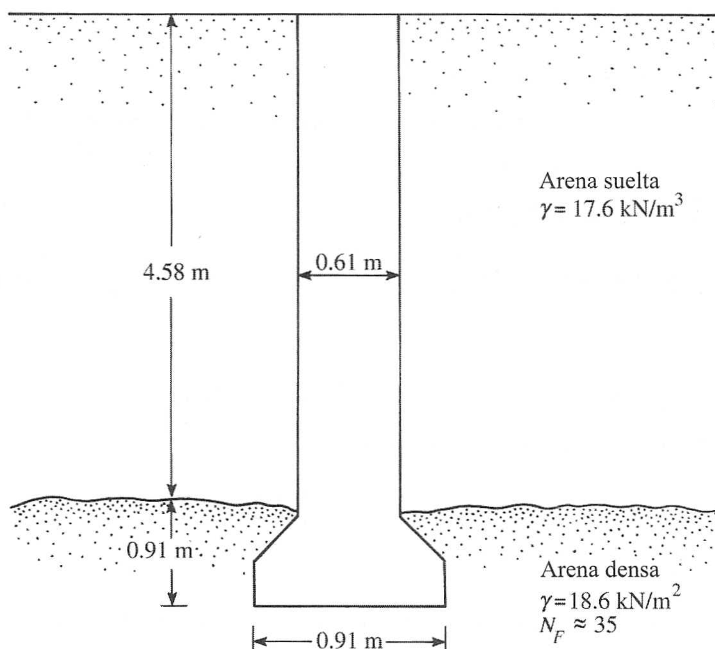


FIGURA 13.40

Solución

Parte a De las ecuaciones (13.95) y (13.96), tenemos

$$f_i = \beta \sigma'_{ozi}$$

$$\beta = 1.5 - 0.244 z_i^{0.5}$$

Para este problema, $z_i = 4.58/2 = 2.29$ m, por lo que

$$\beta = 1.5 - (0.244)(2.29)^{0.5} = 1.13$$

$$\sigma'_{ozi} = \gamma z_i = (17.6)(2.29) = 40.3 \text{ kN/m}^2$$

Por consiguiente,

$$f_i = (1.13)(40.3) = 45.5 \text{ kN/m}^2$$

De la ecuación (13.88),

$$\sum f_i p \, \Delta L_i = (45.5)(\pi \times 0.61)(4.58) = 399.4 \text{ kN}$$

De nuevo, de la ecuación (13.97),

$$q_p = 57.5 N_F = (57.5)(35) = 2012 \text{ kN/m}^2$$

De la ecuación (13.88),

$$q_pA_p = (2012)\left[\left(\frac{\pi}{4}\right)(0.91)^2\right] = 1308.6 \text{ kN}$$

Entonces,

$$Q_u = \sum f_i p\, \Delta L_i + q_pA_p = 399.4 + 1308.6 = \mathbf{1708\ kN}$$

Parte b Tenemos

$$\frac{\text{asentamiento admisible}}{D_s} = \frac{12.7}{(0.61)(1000)} = 0.021 = 2.1\%$$

La línea de tendencia mostrada en la figura 13.37 indica que, para un asentamiento normalizado de 2.1%, la carga lateral normalizada es aproximadamente 0.9. Así, la transferencia de carga lateral es

$$(0.9)(399.4) \approx 359.5 \text{ kN}$$

Similarmente,

$$\frac{\text{asentamiento admisible}}{D_b} = \frac{12.7}{(0.91)(1000)} = 0.014 = 1.4\%$$

La línea de tendencia mostrada en la figura 13.38 indica que, para un asentamiento normalizado de 1.4%, la carga normalizada en la base es 0.312. La carga en la base es entonces

$$(0.312)(1308.6) = 408.3 \text{ kN}$$

Por consiguiente, la carga total es

$$Q = 359.5 + 408.3 \approx \mathbf{767.8\ kN}$$

■

Problemas

13.1 Un pilote de concreto tiene 15 m de longitud y 406 × 406 mm de sección transversal. El pilote está totalmente empotrado en arena, para la cual $\gamma = 17.3$ kN/m^3 y $\phi = 30°$.
- **a.** Calcule la carga última de punta, Q_p.
- **b.** Determine la resistencia total por fricción para $K = 1.3$ y $\delta = 0.8\phi$.

13.2 Resuelva el problema 13.1 para $\gamma = 18.4$ kN/m^3 y $\phi = 37°$.

13.3 Un pilote de tubo con extremo cerrado hincado se muestra en la figura 13.41.
- **a.** Encuentre la carga de punta última.
- **b.** Determine la resistencia última por fricción, Q_s; use $K = 1.4$ y $\delta = 0.6\phi$.
- **c.** Calcule la carga admisible del pilote; use $FS = 4$.

13.4 Un pilote de concreto de 20 m de longitud con una sección transversal de 381 × 381 mm está totalmente empotrado en un estrato de arcilla saturada. Para la arcilla, $\gamma_{sat} = 18.5$ kN/m^3, $\phi = 0$ y $c_u = 70$ kN/m^2. Suponga que el nivel del agua freática se encuentra debajo de la punta del pilote. Determine la carga admisible que el pilote puede tomar ($FS = 3$). Use el método a para estimar la resistencia por fricción.

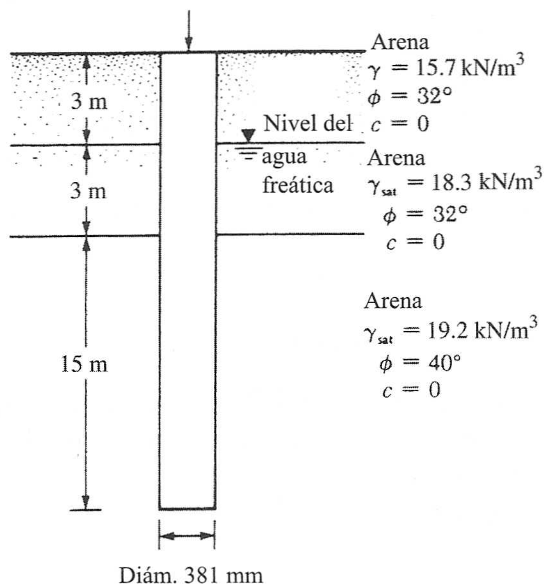


FIGURA 13.41

13.5 Resuelva el problema 13.4 usando el método λ para estimar la resistencia superficial.

13.6 Un pilote de concreto de 405 × 405 mm de sección transversal se muestra en la figura 13.42. Calcule la resistencia última superficial usando cada método:

a. Método α
b. Método λ
c. Método β

Use $\phi_R = 25°$ para todas las arcillas que están normalmente consolidadas.

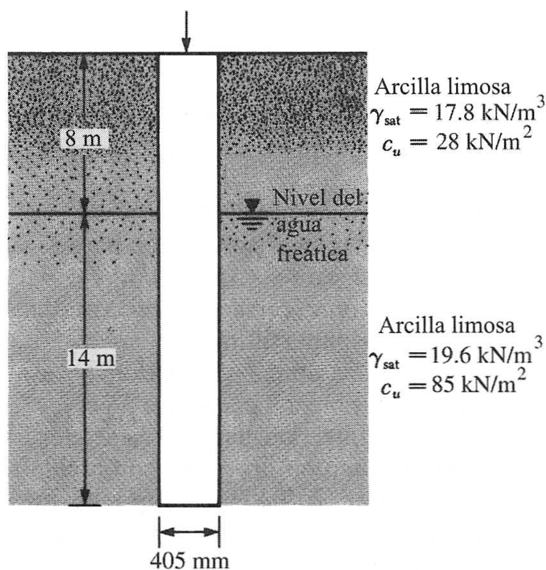


FIGURA 13.42

13.7 Un pilote de concreto tiene 20 m de longitud y una sección transversal de 381 × 381 mm. El pilote está empotrado en arena con γ = 18.9 kN/m^3 y ϕ = 38°. La carga de trabajo admisible es de 760 kN. Si 450 kN son contribuidos por la resistencia por fricción y 310 kN son por la carga de punta, determine el asentamiento elástico de la punta. Aquí, E_p = 21 × 10^6 kN/m^2, E_s = 35 × 10^3 kN/m^2, μ_s = 0.35 y ζ = 0.62.

13.8 Un pilote tipo H de acero (Sección: HP 360 × 1.707, véase la tabla 13.1) es hincado por un martinete MKT S-20 (véase la tabla 13.6). La longitud del pilote es de 24 m, el coeficiente de restitución es 0.35, el peso del cabezal del pilote es 4 kN, la eficiencia del martinete es 0.84, y el número de golpes para los últimos 25.4 mm de penetración es 10. Estime la capacidad última del pilote usando la ecuación (13.44). Para el pilote, E_p = 210 × 10^6 kN/m^2.

13.9 Resuelva el problema 13.8 usando la ecuación (13.45).

13.10 Resuelva el problema 13.8 usando la ecuación (13.47).

13.11 La planta de un grupo de pilotes (pilotes de fricción) en arena se muestra en la figura 13.43. Los pilotes tienen sección transversal circular y un diámetro exterior de 460 mm. El espaciamiento centro a centro de los pilotes, d, es de 920 mm. Use la ecuación (13.61) y encuentre la eficiencia del grupo de pilotes.

13.12 Resuelva el problema 13.11 usando la ecuación de Converse-Labarre.

13.13 La planta de un grupo de pilotes se muestra en la figura 13.43. Suponga que los pilotes están empotrados en una arcilla homogénea saturada con c_u = 80 kN/m^2. Para los pilotes, D = 406 mm, espaciamiento centro a centro = 850 mm y L = 20 m. Encuentre la capacidad de carga admisible del grupo de pilotes. Use FS = 3.

13.14 Resuelva el problema 13.13 para d = 762 mm, L = 15 m, D = 381 mm y c_u = 50 kN/m^2.

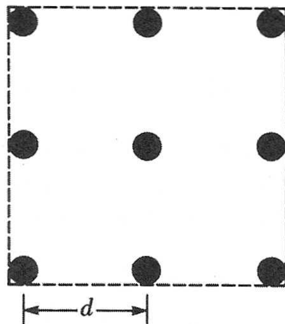


FIGURA 13.43

13.15 La sección de un grupo de pilotes de 3 × 4 en una arcilla estratificada saturada se muestra en la figura 13.44. Los pilotes tienen sección transversal cuadrada (356 × 356 mm). El espaciamiento centro a centro, d, de los pilotes es de 890 mm. Determine la capacidad de carga admisible del grupo de pilotes. Use $FS = 4$.

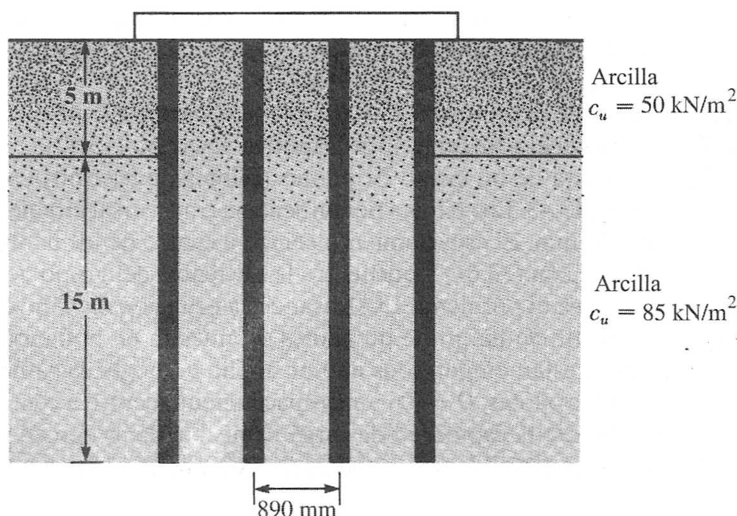


FIGURA 13.44

13.16 La figura 13.45 muestra un grupo de pilotes en arcilla. Determine el asentamiento por consolidación del grupo.

13.17 La figura 13.20a muestra un pilote. Sea $L = 15$ m, $D = 457$ mm, $H_f = 3.5$ m, $\gamma_f = 17.6$ kN/m^3, $\phi_{relleno} = 28°$. Determine la fuerza de arrastre total hacia abajo sobre el pilote. Suponga que el relleno está localizado arriba del nivel del agua freática y que $\delta = 0.6\ \phi_{relleno}$.

13.18 Resuelva el problema 13.17 suponiendo que el nivel del agua freática coincide con la parte superior del relleno y que $\gamma_{sat(relleno)} = 19.6$ kN/m^3. Si las otras cantidades permanecen igual, ¿cuál será la fuerza de arrastre hacia abajo sobre el pilote? Suponga que $\delta = 0.6\ \phi_{relleno}$.

13.19 Refiérase a la figura 13.20b. Sea $L = 19$ m, $\gamma_{relleno} = 15.2$ kN/m^3, $\gamma_{sat(arcilla)} = 19.5$ kN/m^3, $\phi_{arcilla} = 30°$, $H_f = 3.2$ m y $D = 0.46$ m. El nivel del agua freática coincide con la parte superior del estrato de arcilla. Determine la fuerza de arrastre total hacia abajo sobre el pilote. Suponga que $\delta = 0.5\ \phi_{arcilla}$.

13.20 Una pila perforada se muestra en la figura 13.46. Para el fuste, $L_1 = 4$ m, $L_2 = 2.5$ m, $D_s = 1$ m y $D_b = 2$ m. Para el suelo, $\gamma_c = 16.8$ kN/m^3, $c_u = 26$ kN/m^2, $\gamma_s = 18.6$ kN/m^3 y $\phi = 37.5°$. Determine la capacidad de carga de punta neta admisible (factor de seguridad = 4). No reduzca el ángulo de fricción de la arena, ϕ (use la figura 13.30).

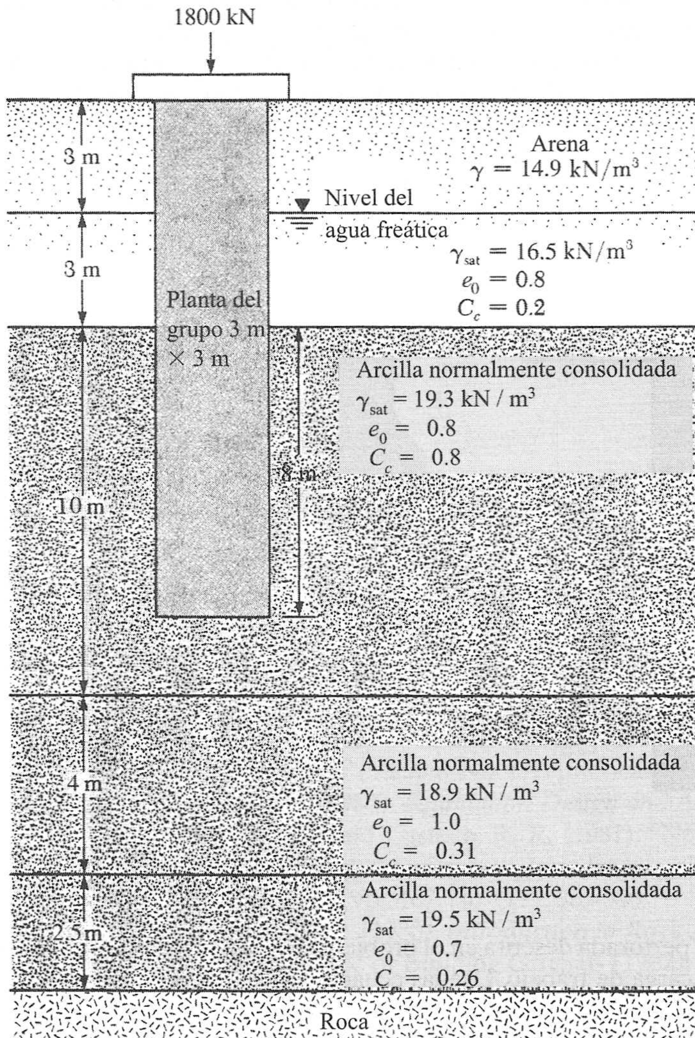


FIGURA 13.45

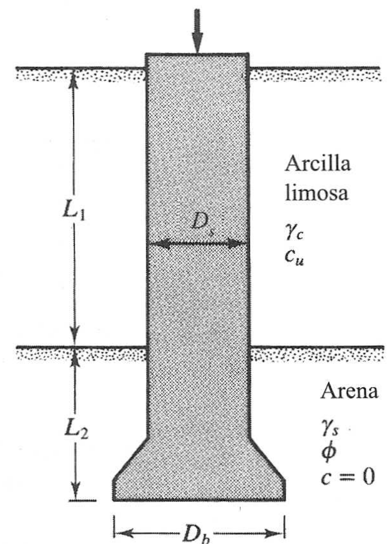


FIGURA 13.46

13.21 Para la pila perforada descrita en el problema 13.20, ¿qué resistencia superficial se desarrolla para los 4 m superiores que están en arcilla?

13.22 La figura 13.47 muestra una pila perforada sin campana. Aquí, $L_1 = 9$ m, $L_2 = 2.8$ m, $D_s = 1.1$ m, $c_{u(1)} = 50$ kN/m^2 y $c_{u(2)} = 105$ kN/m^2. Encuentre los siguientes valores:

a. La capacidad de carga de punta neta última

b. La resistencia superficial última

c. La carga de trabajo, Q_w ($FS = 3$)

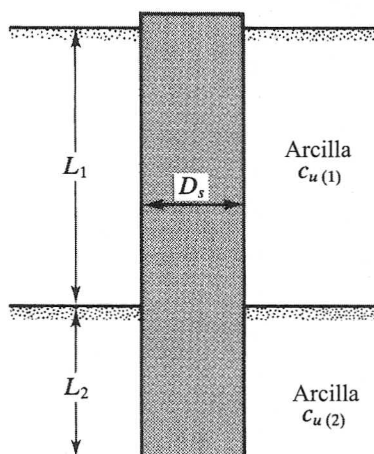


FIGURA 13.47

13.23 Para la pila perforada descrita en el problema 13.22, estime el asentamiento elástico total bajo carga de trabajo. Use las ecuaciones (13.36), (13.38) y (13.39). Suponga que $E_p = 21 \times 10^6$ kN/m^2, $\mu_s = 0.3$, $E_s = 14 \times 10^3$ kN/m^2, $\xi = 0.65$. Suponga una movilización del 50% de la resistencia por fricción bajo carga de trabajo.

13.24 Para el pilote barrenado descrito en el problema 13.22, determine los siguientes valores:

a. La capacidad de carga última

b. La capacidad de carga para un asentamiento de 12.7 mm

Use el procedimiento descrito en la sección 13.20.

13.25 Refiérase a la figura 13.48, para la cual $L = 6$ m, $L_1 = 5$ m, $D_s = 1.2$ m, $D_b = 1.7$ m, $\gamma = 15.7$ kN/m^3 y $\phi = 33°$. El número de penetración estándar promedio no corregido dentro de $2D_b$ debajo de la base es 32. Determine los siguientes valores:

a. La capacidad de carga última

b. La capacidad de carga para un asentamiento de 12.7 mm

Use el procedimiento descrito en la sección 13.20.

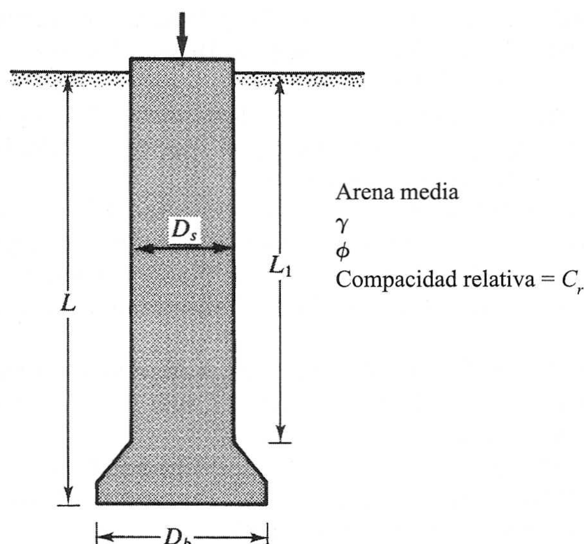


FIGURA 13.48

Referencias

American Society of Civil Engineers (1959). "Timber Piles and Construction Timbers." *Manual of Practice,* No. 17, American Society of Civil Engineers, New York.

Bowles, J. E. (1982). *Foundation Design and Analysis,* McGraw-Hill, New York.

Coyle, H. M., and Castello, R. R. (1981). "New Design Correlations for Piles in Sand," *Journal of the Geotechnical Engineering Division,* American Society of Civil Engineers,Vol. 107, No. GT7, 965-986.

Goodman, R. E. (1980). *Introduction to Rock Mechanics,* Wiley, New York. International Conference of Building Officials (1982). "Uniform Building Code," Whittier, CA.

Janbu, N. (1953). *An Energy Analysis of Pile Driving with the Use of Dimensionless Parameters,* Norwegian Geotechnical Institute, Oslo, Publication No. 3.

Kaulhawy, F. H., and Jackson, C. S. (1989). "Some Observations on Undrained Side Resistance of Drilled Shafts," *Proceedings,* Foundation Engineering: Current Principles and Practices, American Society of Civil Engineers, Vol. 2, 1011-1025.

McClelland, B. (1974). "Design of Deep Penetration Piles for Ocean Structures," *Journal of the Geotechnical Engineering Division,* American Society of Civil Engineers, Vol. 100, No. GT7, 709-747.

Meyerhof, G. G. (1976). "Bearing Capacity and Settlement of pile Foundations," *Journal of the Geotechnical Engineering Division,* American Society of Civil Engineers, Vol. 102, No. GT3, 197-228.

Michigan State Highway Commission (1965). *A Performance Investigation of Pile Driving Hammers and Piles,* Lansing, 338 pp.

Reese, L. C., and O'Neill, M. W. (1989). "New Design Method for Drilled Shafts from Common Soil and Rock Tests," *Proceedings,* Foundation Engineering: Current Principles and Practices, American Society of Civil Engineers, Vol. 2, 1026-1039.

Vesic, A. S. (1963). "Bearing Capacity of Deep Foundations in Sand," *Highway Research Record,* No. 39, Highway Research Board, National Academy of Science, Washington, D. C. 112-153.

Vesic, A. S. (1967). "Ultimate Load and Settlement of Deep Foundations in Sand," *Proceedings,* Symposium on Bearing Capacity and Settlement of Foundations, Duke University, Durham, NC, p. 53.

Vesic, A. S. (1969). "Experiments with Instrumented Pile Groups in Sand," American Society for Testing and Materials; Special Technical Publication, No. 444, 177-222.

Vesic, A. S. (1977). *Design of Pile Foundation,* National Cooperative Highway Research Program Synthesis of Practice No. 42, Transportation Research Board, Washington, D. C.

Vijayvergiya, V. N., and Focht, J. A., Jr (1972). *A New Way to Predict Capacity of Piles in Clay,* Offshore Technology Conference Paper 1718, Fourth Offshore Technology Conference, Houston.

Whitaker, T., and Cooke, R. W. (1966). "An Investigation of the Shaft and Base Resistance of Large Bored Piles in London Clay," *Proceedings,* Conference on Large Bored Piles, Institute of Civil Engineers, London, 7-49.

Referencias suplementarias para un estudio adicional

Briaud, J. L., Moore, B. H., and Mitchel, G. B. (1989). "Analysis of Pile Load Test at Lock and Dam 26," *Proceedings,* Foundation Engineering: Current Principles and Practices, American Society of Civil engineers, Vol. 2, 925-942.

Briaud, J. L., and Tucker, L. M. (1984). "Coefficient of Variation of In-Situ Tests in Sand," *Proceedings,* Symposium on Probabilistic Characterization of Soil Properties, Atlanta, 119-139.

Broms, B. B. (1965). "Design of Laterally Loaded Piles," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division,* American Society of Civil Engineers, Vol. 91, No. SM3, 79-99.

Davisson, M. T., and Gill, H. L. (1963). "Laterally Loaded Piles in a Layered Soil System," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division,* American Society of Civil Engineers, Vol. 89, No. SM3, 63-94.

Kishida, H., and Meyerhof, G. G. (1965). "Bearing Capacity of Pile Groups Under Eccentric Loads in Sand," *Proceedings,* Sixth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Montreal, Vol. 2, 270-274.

Liu, J. L., Yuan, Z. L., and Zhang, K. P. (1985). "Cap-Pile-Soil Interaction of Bored Pile Groups," *Proceedings,* Eleventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, Vol. 3, 1433-1436.

Matlock, H., and Reese, L. C. (1960). "Generalized Solution for Laterally Loaded Piles," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division,* American Society of Civil Engineers, Vol. 86, No. SM5, Part I, 63-91.

Meyerhof, G. G. (1995). "Behavior of Pile Foundations Under Special Loading Conditions: 1994 R. M. Hardy Keynote Address," *Canadian Geotechnical Journal,* Vol. 32, No. 2, 204-222.

Respuestas a problemas escogidos

CAPÍTULO 1

1.1 **a.**

Malla U.S. no.	Porcentaje de finos
4	100
10	95.2
20	84.2
40	61.4
60	41.6
100	20.4
200	7

b. $D_{10} = 0.09$ mm, $D_{30} = 0.185$ mm, $D_{60} = 0.41$ mm
c. $C_u = 4.56$
d. $C_z = 0.93$

1.3 $C_u = 6.2$, $C_z = 2.0$

1.5 **a.**

Malla U.S. no.	Porcentaje de finos
4	100
6	100
10	100
20	98.2
40	48.3
60	12.3
100	7.8
200	4.7

b. $D_{10} = 0.23$ mm, $D_{30} = 0.33$ mm, $D_{60} = 0.48$ mm
c. $C_u = 2.09$
d. $C_z = 0.99$

1.7 Grava: 0%; arena: 46%; limo: 31%; arcilla: 23%

1.9 Grava: 0%; arena: 70%; limo: 16%; arcilla: 14%

1.11 Grava: 0%; arena: 66%; limo: 20%; arcilla: 14%

CAPÍTULO 2

2.1 **a.** 19.19 kN/m^3
b. 17.13 kN/m^3
c. 0.56 **d.** 0.36
e. 58.3% **f.** 0.593×10^{-3} m^3

2.3 **a.** 17.49 kN/m^3 **b.** 0.509
c. 0.337 **d.** 51.8%

2.5 **a.** 1678 kg/m^3
b. 1465 kg/m^3
c. 240 kg/m^3

2.7 **a.** 16.2 kN/m^3 **b.** 0.66
c. 0.4 **d.** 24.1%

2.9 **a.** 18.5 kN/m^3 **b.** 0.487
c. 2.32 **d.** 16.9 kN/m^3

2.11 0.61

2.13 19.4%

2.15

Suelo no.	Símbolo de grupo	Nombre de grupo
1	ML	Limo arenoso
2	CH	Arcilla gruesa con arena
3	CL	Arcilla delgada arenosa
4	SC	Arena arcillosa con grava
5	ML	Limo arenoso
6	SC	Arena arcillosa

2.17

Suelo	Símbolo de grupo	Nombre de grupo
A	SP	Arena mal graduada
B	SW-SM	Arena bien graduada con limo
C	MH	Limo elástico con arena
D	CH	Arcilla gruesa
E	SC	Arena arcillosa

2.19

Suelo	Símbolo de grupo	Nombre de grupo
A	SC	Arena arcillosa
B	GM-GC	Grava arcillo-limosa con arena
C	CH	Arcilla gruesa con arena
D	ML	Limo arenoso
E	SM	Arena limosa con grava

CAPÍTULO 3

3.1

w (%)	$\gamma_{z\,prom}$ (kN/m³)
5	23.2
8	21.7
10	20.7
12	19.9
15	18.8

3.3 **a.** $\gamma_d = \dfrac{S\gamma_w}{w + \dfrac{S}{G_s}}$

b.

w (%)	$\gamma_{z\,prom}$ (kN/m³)
5	22.3
10	19.8
15	17.8
20	16.2

3.5 $\gamma_{d(\text{máx})} = 16.8$ kN/m³, $w_{(\text{opt})} =$ 14.4%, w para 95% compactación = 11%

3.7 **a.** 86.7% **b.** 50.3%

3.9 $\gamma_{d(\text{campo})} = 15.8$ kN/m³, $R = 95.8\%$

3.11 **a.** 18.6 kN/m³ **b.** 97.9%

CAPÍTULO 4

4.1 0.97×10^{-4} m³/m/s

4.3 0.057 cm/s

4.5 $h = 340$ mm, $v = 0.019$ cm/s

4.7 **a.** 2.27×10^{-3} cm/s

b. 376.4 mm

4.9 Ec. (4.20): 0.018 cm/s

Ec. (4.21): 0.015 cm/s

4.11 5.67×10^{-2} cm/s

4.13 0.709×10^{-6} cm/s

4.15 17.06×10^{-6} m³/m/s

4.17 2.42×10^{-5} m³/m/s

CAPÍTULO 5

5.1

Punto	σ (kN/m²)	u (kN/m²)	σ' (kN/m²)
A	0	0	0
B	69.2	0	69.2
C	163.7	49.05	114.65
D	281.9	107.91	173.99

5.3

Punto	σ (kN/m²)	u (kN/m²)	σ' (kN/m²)
A	0	0	0
B	55.08	0	55.08
C	135.52	39.24	96.28
D	173.9	58.86	115.04

5.5 **a.**

Punto	σ (kN/m²)	u (kN/m²)	σ' (kN/m²)
A	0	0	0
B	64.8	0	64.8
C	169.2	49.05	120.15

b. 2.65 m

5.7 6.9 m

5.9 0.06 kN/m²

5.11 0.4 m

5.13 0.68 kN/m²

5.15 245 kN/m²

5.17 184.4 kN/m²

5.19 **a.** 17 kN/m² **b.** 40 kN/m²
c. 5.5 kN/m²

CAPÍTULO 6

6.1 218.7 mm

6.3 196 mm

6.5 45 mm

6.7 **b.** 310 kN/m² **c.** 0.53

6.9 087

6.11 **a.** 5.08×10^{-4} m²/kN
b. 1.146×10^{-7} cm/s

6.13 80.6 días

6.15 2.94×10^{-3} cm²/s

6.17 **a.** 31.3%
b. 190 días
c. 47.5 días

6.19

Punto	$\Delta\sigma$ (kN/m²)
A	110
B	11
C	44.6

6.21 **a.** 159 mm
b. 12.05 meses
c. 98 kN/m²

6.23 **a.** 153 mm
b. 12.65 meses
c. 84 kN/m²

6.25 64.9%

CAPÍTULO 7

7.1 $\phi = 34°$, fuerza cortante = 142 N

7.3 0.164 kN

7.5 23.5°

7.7 **a.** 61.55°
b. $\sigma' = 294.5$ kN/m², $\tau = 109.4$ kN/m²

7.9 **a.** 65.5°
b. $\sigma' = 236.76$ kN/m², $\tau = 188.17$ kN/m²

7.11 105.2 kN/m²

7.13 **a.** 414 kN/m²
b. $\tau = 138$ kN/m², $\tau_f = 146.2$ kN/m², $\tau_f > \tau$

7.15 94 kN/m²

7.17 $\phi_{cu} = 15°$, $\phi = 23.3°$

7.19 185.8 kN/m²

7.21 91 kN/m²

7.23 −83 kN/m²

CAPÍTULO 8

8.1 **a.** 13.9%
b. 48.44 mm

8.3 50.4 kN/m^2

8.5 30°

8.7 36°

8.9 5.06 m

8.11 **a.** 51.4 kN/m^2
b. 39.7 kN/m^2
c. 40.6 kN/m^2

8.13 4.27

8.15 **a.** 30 kN/m^2
b. 1.84

8.17 **a.** 0.65
b. 1.37
c. 2131 kN/m^2

CAPÍTULO 9

9.1 **a.** $P_o = 87.3$ kN/m, $\bar{z} = 1.67$ m
b. $P_o = 56.87$ kN/m, $\bar{z} = 1.33$ m

9.3 **a.** $P_p = 169.6$ kN/m,
$\sigma'_p = 138.5$ kN/m^2
b. $P_p = 593.3$ kN/m,
$\sigma'_p = 296.8$ kN/m^2

9.5 **a.** $P_p = 623.38$ kN/m, $\bar{z} = 1.73$ m
b. $P_p = 1259.54$ kN/m, $\bar{z} = 2.77$ m

9.7 **a.** En $z = 0$, $\sigma_a = -24$ kN/m^2,
en $z = 6$ m, $\sigma_a = 90$ kN/m^2
b. 1.26 m
c. 198 kN/m
d. 213.3 kN/m

9.9 12 kN/m

9.11 **a.** $P_a = 80$ kN/m, 0.888 m desde el fondo del muro
b. $P_a = 56.3$ kN/m, 1.1 m desde el fondo del muro

9.13 **a.** 1261 kN/m
b. 1787 kN/m
c. 2735 kN/m

CAPÍTULO 10

10.1 9.9 m

10.3

β (grados)	H_{cr} (m)
20	∞
25	9.9
30	5.2
35	3.69
40	2.98

10.5 0.98

10.7 5.76

10.9 39.4 m

10.11 1.8

10.13 **a.** 8.21 m **b.** 14.1 m
c. 6.98 m

10.15 4.4 m

10.17 1.27

10.19 29°

10.21 **a.** 2 **b.** 1.9

10.23 1.83

CAPÍTULO 11

11.1 311 kN/m^2

11.3 1743 kN

11.5 8834 kN

11.7 2 m

11.9 19,789 kN

11.11 1851 kN

11.13 14.55 mm

11.15 27 mm

11.17 586 kN/m^2

11.19 284.5 kN/m^2

11.21 11.7 m

11.23 4.2 m

CAPÍTULO 12

12.1 $FS_{(volteo)} = 3.41$, $FS_{(deslizamiento)} = 1.5$, $FS_{(capacidad\ de\ carga)} = 5.5$

12.3 $FS_{(volteo)} = 2.81$, $FS_{(deslizamiento)} = 1.56$, $FS_{(capacidad\ de\ carga)} = 3.22$

12.5 $FS_{(volteo)} = 6.21$, $FS_{(deslizamiento)} = 2.35$

12.7 **a.** 3.68×10^{-4} m^3/m
b. 1.53×10^{-3} m^3/m

12.9 3.34×10^{-4} m^3/m

12.11 **a.** $c_{prom} = 84.5$ kN/m^2, $\gamma_{prom} = 17.07$ kN/m^3
b. $\sigma = 35.85$ kN/m^2 (use la figura 12.17)

12.13 22.94×10^{-5} m^3/m

12.15 1.75

CAPÍTULO 13

13.1 **a.** 261.7 kN **b.** 1184 kN

13.3 **a.** 1435 kN **b.** 976 kN
c. 603 kN

13.5 609 kN

13.7 2184 mm

13.9 9565 kN

13.11 71%

13.13 3831 kN

13.15 4478 kN

13.17 24.8 kN

13.19 42.9 kN

13.21 130.7 kN

13.23 8 mm

13.25 **a.** 5000 kN **b.** 1802 kN